

都市域の雨水排水システム再整備計画
のための水理解析手法に関する研究

1998年1月

平 井 真 砂 郎

目 次

1. 序 論.....	1
1. 1 都市域における浸水被害の現状.....	1
1. 2 雨水排水システム再整備計画策定プロセス.....	3
1. 3 本研究の目的と論文の構成.....	7
2. 枝線ブロック流出解析手法に関する研究.....	11
2. 1 概 説.....	11
2. 2 マンホール貯留を考慮した流出モデル.....	12
2. 2. 1 サーチャージを考慮した浸水解析モデル.....	12
2. 2. 2 マンホール貯留を考慮した集中定数系モデル.....	16
2. 3 浸透域における地表面貯留を考慮した流出モデル.....	24
2. 3. 1 モデル構築の考え方.....	24
2. 3. 2 モデルの定式化.....	25
2. 3. 3 モデルの適合性の検討.....	31
2. 4 ネットワーク流量解析法.....	34
2. 4. 1 モデルの基本的考え方.....	34
2. 4. 2 モデルの定式化.....	35
2. 4. 3 モデルの適用事例.....	37
2. 5 モデルパラメータの実用的同定法.....	41
2. 5. 1 概 説.....	41
2. 5. 2 準線形化によるパラメータ同定.....	41
2. 5. 3 貯留関数法への適用事例.....	44
2. 6 結 語.....	51
3. 幹線ネットワーク流量・水位解析手法に関する研究.....	54
3. 1 概 説.....	54
3. 2 数値解析モデル.....	57
3. 2. 1 開水路流れと圧力流の混在する流れの解析方法.....	57
3. 2. 2 基礎式および差分法.....	59
3. 3 ポンプ運転の影響分析事例.....	69
3. 3. 1 降雨予測による被害軽減効果分析事例.....	69
3. 3. 2 大規模幹線におけるサージング再現計算.....	77
3. 4 結 語.....	85

4. 地表氾濫流解析手法に関する研究.....	87
4. 1 概 説.....	87
4. 2 都市域における氾濫現象	87
4. 3 地表氾濫解析モデル	91
4. 3. 1 平面二次元地表氾濫モデル.....	91
4. 3. 2 一次元ネットワーク氾濫モデル.....	97
4. 3. 3 実用的課題と適用性.....	105
4. 4 結 語	110
5. 結 論.....	112

1. 序 論

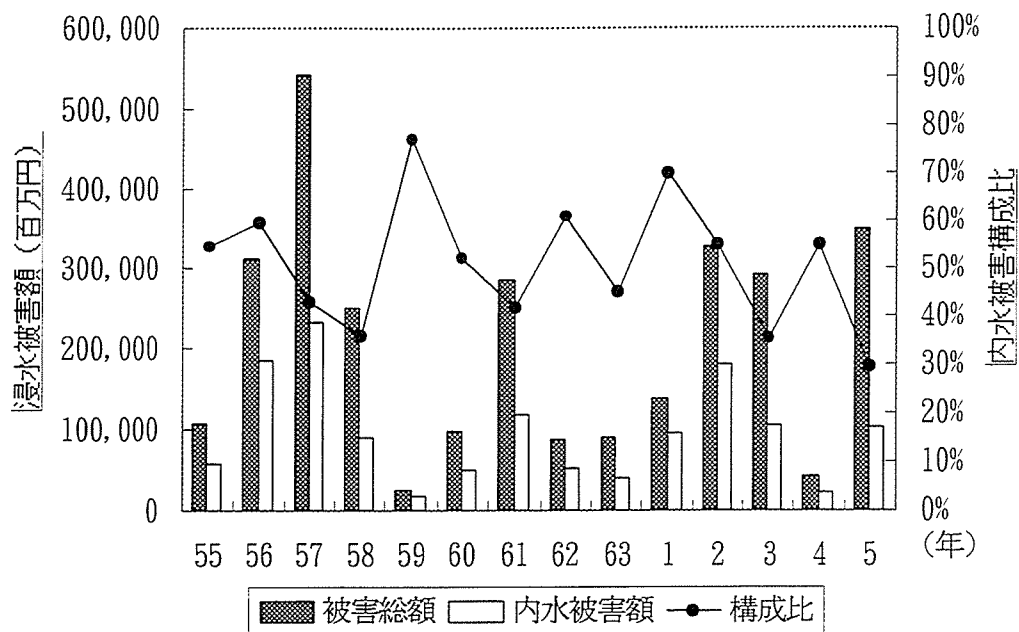
1. 1 都市域における浸水被害の現状

わが国の多くの都市は、大河川の下流部の低平地に位置しており、流域の形成に係わる歴史的過程から、極めて災害を受けやすいという自然的特性を有している。現在、都市域の雨水排除を担う中小河川や下水道の整備は概ね1時間当たり50ミリの降雨に対処できるように整備が進められている。一方、近年の著しい都市化の影響により不浸透域は拡大し、雨水流出量の増大や流量波形の先鋭化を招いており、さらには、ヒートアイランド現象に関連したゲリラ的集中豪雨の発生も顕著となっている。こうした状況にあって、都市域での浸水被害、特に内水氾濫被害が増大している。建設省の調べによれば、平成5年に水害のための流出・全壊した家屋は2,490棟、半壊した家屋は829棟、床上浸水した家屋は26,231棟、床下浸水した家屋は67,468棟にものぼっている¹⁾。また、近年の一般資産等についての浸水被害額は、図1-1-1に示されるとおりであり、被害総額のうち約50%程度は内水被害で占められている。また、図1-1-2は、三大都市圏についての浸水被害額の構成比をあらわしたものであるが、これによると、平均すれば約7割から8割が内水被害であることが理解される。このように、稠密な土地利用、社会経済機能・資産の集積している都市域においては、一旦こうした浸水氾濫が発生した場合の被害は非常に大きいと言える。

そのため、都市域の洪水防御計画の策定にあたっては、将来の都市の状況に対応した整備目標を設定し、河川、下水道および流域において適切に処理分担を定めた雨水の総合的な処理計画を策定することが必要とされている²⁾。すなわち、都市域の雨水処理に関連する施設を限られた都市空間の中で効率的に配置し、それらの段階的な整備方針を明確にして雨水排水システムの再構築を図っていく必要がある。

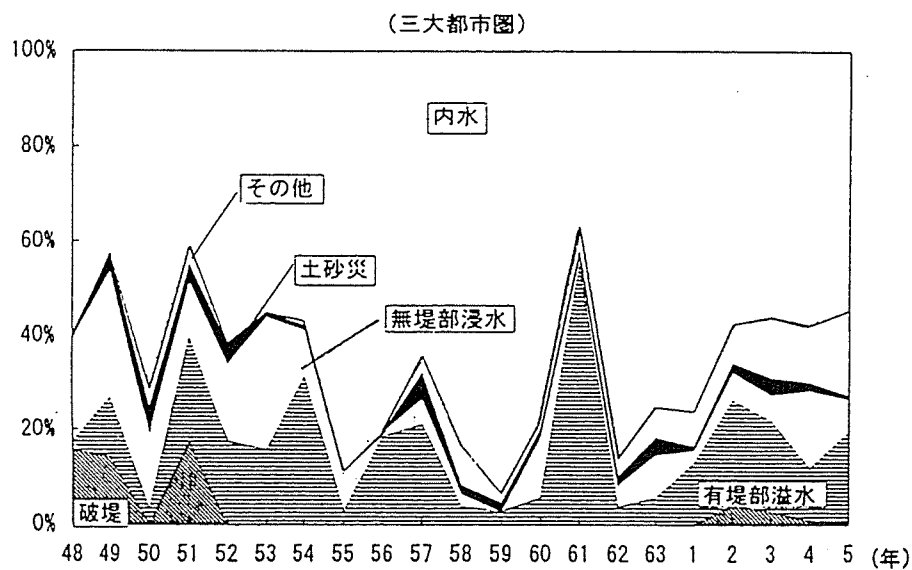
そうした段階的な施設整備の中にあっては、極力既存の施設の能力を有効に活用し、即効性のある有効な対策を実施していく必要性がある。また、下水道等の雨水排水施設が整備されている地区にあっても、近年浸水被害が多発するという、いわゆる「都市型水害」の背景には、急速な市街化の進行に伴い、緑地・空地等が減少し、雨水の浸透が少なくなることにより短時間に大量の雨水が流出するようになった影響が考えられる。したがって、流出してくるものを総て施設により対応して排除することは、稠密化した都市域では自ずと限界がある。そのためには、流出場において、貯留・浸透機能を保全・再生して流出量を低下させる雨水流出抑制施策が有効となるであろう。

さらに、都市化した流域における中小河川や下水道の治水水準は5年確率程度、時間雨量で50ミリ程度であることを考えると、計画超過降雨による氾濫の危険性に常にさらされているといえる。したがって、氾濫が生じた場合でも極力被害の発生を抑制できるような都市構造にしていくことも重要であると考ええる。



建設省「平成5年版水害統計」より作成

図1-1-1 浸水被害額と内水被害額構成比の推移



(注) 一般資産等及び公益事業等水害被害額についてのものである。
三大都市圏とは、東京圏(東京、千葉、埼玉、神奈川)、名古屋圏(愛知、三重)及び大阪圏(大阪、京都、兵庫)である。

図1-1-2 三大都市圏における水害原因別被害構成比の推移
(平成5年版水害統計より転載)

1. 2 雨水排水システム再整備計画策定プロセス

前節では、都市化した流域における浸水被害の現状を示し、治水安全度を向上させていくための施策の課題・基本的視点を示した。ここでは、そうした課題や基本的視点を踏まえた上で、具体的に雨水排水システムの再整備計画を策定するプロセスを提示する。なお、本研究では、現状として下水道等による雨水排水施設の整備がほぼ完了しており、その治水水準の向上を図るための施設再整備計画の策定を意図している。

都市域においては下水道による暗渠系システムを中心とした雨水排水システムを構成していることが多い。暗渠系システムの場合は、河川のような開水路で行われる通常行われる拡幅や掘削による疎通能力増大は実施が困難である。こうした雨水排水システムに対して再整備計画を策定していく場合、まず、現況の排水システムの能力はどの程度であり、どこに弱点があるかを明確に把握する、すなわち、機能診断を適確に行うことが必要である。そして機能診断の結果を受けて、既存の施設能力を有効に活用した対策案の立案が効率的な整備計画策定の面から要請される。

都市域における雨水排水システムは、機能的な面から次のように分類されるであろう。すなわち、右図のように地表に降った雨水を側溝・小口径管渠等で収集する「枝線ブロック」と、収集された雨水を輸送する「幹線施設」、幹線施設によって収集された雨水を排除するポンプ場・吐き口等の「排除施設」によって構成される。また、雨水排水施設の排除能力に対して排水先の河川や海域の水位・流況等が影響してくる。

こうした都市雨水排水システムの機能診断をする場合には次のような視点が必要であろう。

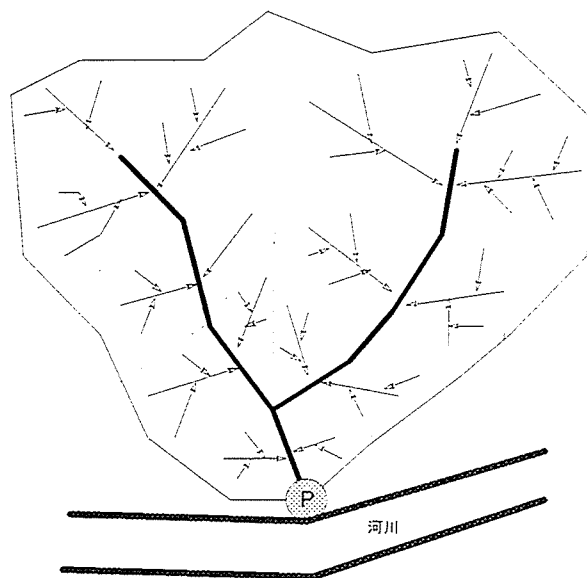


図1-2-1 都市雨水排水システムのイメージ図

- ① 雨水を集める能力はあるか
- ② 収集した雨水を輸送可能か
- ③ 輸送した雨水を排除可能か
- ④ 排水先である河川等の氾濫危険性はどうか
- ⑤ 氾濫水の挙動はどのようになるか

このような視点の基で雨水排水システムを診断し、対策案を策定する手順を図1-2-2に示す。この手順においては大きく①基礎調査、②機能分析・現象分析、③浸水・氾濫

危険度診断、④改善計画案の作成、の4つのサブプロセスからなる。これらの各サブプロセスの内容について以下に述べる。

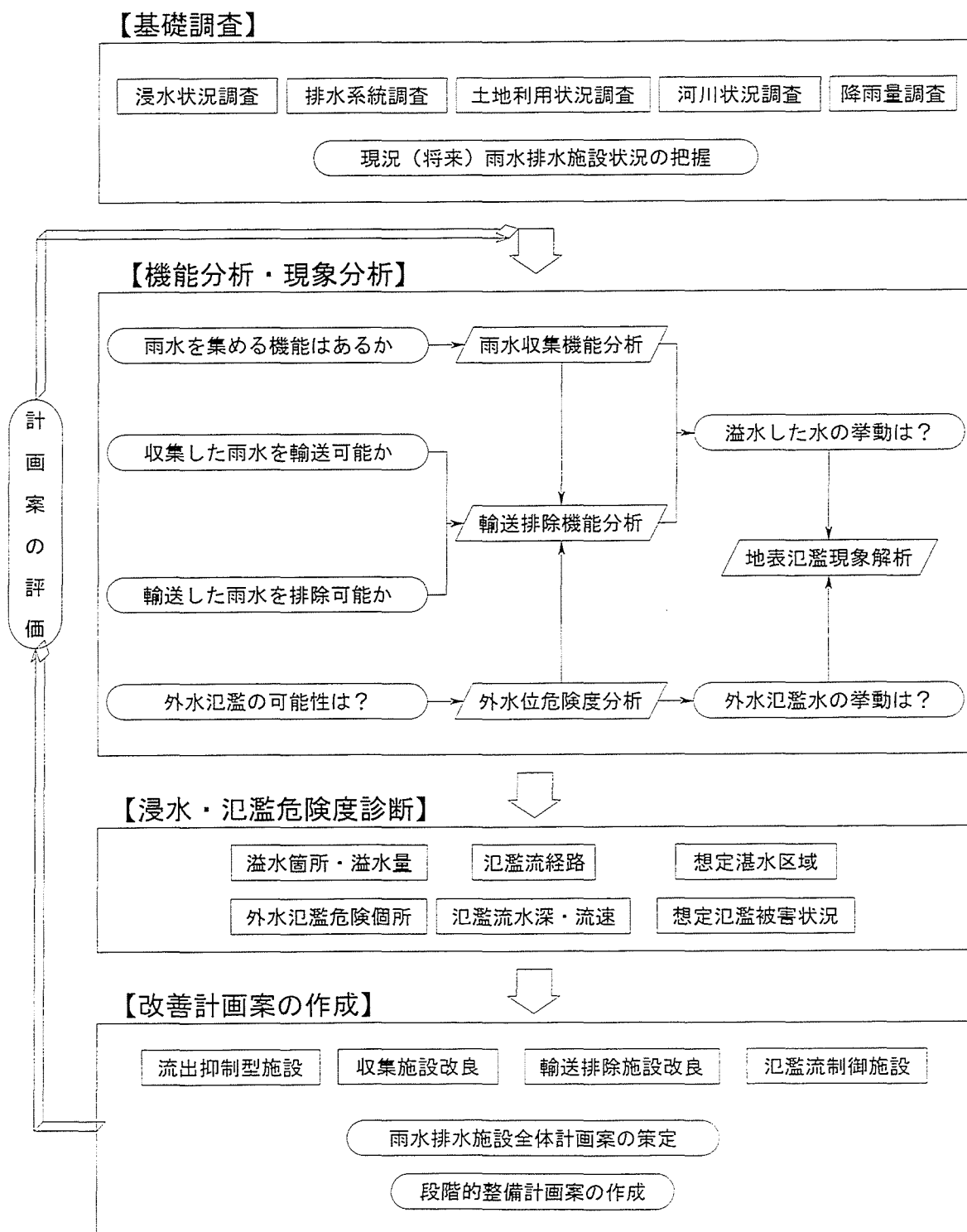


図1-2-2 水理解析を核とした雨水排水システム再整備計画の手順

1) 基礎調査

まず、現況の雨水排水施設の状況を把握するため、次のような調査が必要である。

- ① 浸水状況調査
- ② 排水系統調査
- ③ 土地利用状況調査
- ④ 河川状況調査
- ⑤ 降雨量調査

上記の各基礎調査の内容は、表 1-2-1 に示すとおりである。

表 1-2-1 基礎調査の内容

調査項目	調査内容	備考
浸水状況調査	過去の浸水実績を収集整理し、対象区域においてどの辺りが実態として浸水に対して弱いかを把握する。また、浸水被害等についても氾濫区域の状況から整理する。	浸水実績図の作成 水害別浸水被害状況
排水系統調査	対象区域内の下水道施設や水路ならびに排除施設の諸元・整備状況等を整理し、排水系統を把握する。また、地形特性等についても調査する。	排水ブロック分割図 排水系統図
土地利用状況調査	対象区域内の土地利用状況について整理し、流出量算定の基礎的データを得る。また将来の状況についても開発計画等から把握する。	土地利用状況図 ブロック別不浸透面積率図
河川状況調査	排水先となる河川の高水位発生状況を整理して排除機能検討の際の基礎情報を得る。また、平面形状、縦横断形状、河川施設位置等から危険個所の概略把握を行う。	H-Q 曲線 流下能力図 堤防危険個所評価図
降雨量調査	流域内の過去の大雨について整理し、水害発生等との関連分析を行う際の基礎情報を得る。	DAD 解析 確率年別降雨強度曲線

2) 機能分析・現象分析

上記の基礎調査の結果を受けて、先に示した 5 つの視点から流域内の排水能力・浸水危険度等を分析する。そのプロセスにおいては、図中において示されるように、4 つの分析モデルが必要であると考えており、各モデルの内容は下記のとおりである。

①雨水収集機能分析モデル

設定された各排水ブロックからの雨水流出量を求め、排水能力からみてブロック内での氾濫危険性を分析する。また、幹線施設への雨水流出量を境界条件として与えることになることから、特に、ブロック内下流端の流下能力に着目し、枝線ブロックを構成する施設（管渠、マンホール）や地表面における貯留効果を適切に表現できることが要件

となる。

②輸送排除機能分析モデル

排水ブロックからの流出雨水を輸送し、排除しうる能力があるかを分析する。対象としては幹線管渠施設と下流端に位置するポンプ場や吐き口施設である。特に、下流端にポンプ場が設置されている場合は、ポンプ設備や制水ゲート等の制御タイミング等ポンプ場施設の運用方法による上流側の管路内の非定常現象を実用的な精度で再現できることが必要である。

③外水位危険度分析モデル

対象流域の排水先河川等の水位状況を分析し、外水の越水可能性の分析や上記の輸送排除機能分析モデルの境界条件の設定に資する。具体的には、内水流域の放流地点における水位と流域内雨量の同時生起確率を考慮した統計分析等によることとなる。

④地表氾濫現象解析モデル

超過洪水時の内水氾濫や外水氾濫の流下状況・湛水状況等を解析するものであり、浸水被害額の算定や被害発生抑制手法の検討に資する。この際、氾濫規模や都市内の微地形、特に、密集市街地での氾濫特性に大きく寄与する道路網の影響を考慮できることが要件となる。

3) 浸水・氾濫危険度診断

上記の機能分析・現象分析結果から、対象流域の浸水及び氾濫に対してどこがどのように脆弱であり、その被害の程度はどの程度になるかを把握し、浸水・氾濫危険度に関する診断を行う。診断を行う際の判断材料としては、例えば、下記のようなものが挙げられよう。

- 溢水箇所・溢水量
- 外水氾濫危険箇所
- 氾濫流流下経路
- 氾濫流水深・流速
- 想定湛水区域（湛水深）
- 想定氾濫被害状況（浸水棟数、被害額、波及被害 etc.）

4) 改善計画案の作成

上記の診断結果を基に、具体的な改善計画案を作成していく。診断の結果、浸水氾濫発生原因が明らかにされることから、その原因に適切に対処する対策を検討することとなる。基本的には下記のような点から改善計画案を検討していく。

対 策 項 目		対 策 内 容
• 流出抑制型施設	・・・	個々の排水ブロックでの対策として、浸透区域の保全や

わサイトタイプ⁶の貯留施設等の導入を検討する。

- 収集施設改良 下流に位置する幹線施設に過大な負荷を与えないようにするための施設として浸透管や浸透ますを考慮した流出抑制型下水道や、枝線区域の分割あるいは枝メイン管の局部的改良等を検討する。
- 輸送排除施設改良 幹線施設の流下能力不足を解消するため、増補管の布設や地下貯留管・大規模雨水調整池等の設置を検討する。また、排水ポンプ能力の増強についても検討する。排水先河川水位の影響により逆流等が懸念される場合は、ゲートの設置及びその対応策としての遊水池施設等の検討を行う。
- 氾濫流制御施設 溢水が生じたとしても極力被害発生を抑制できるような氾濫流制御施設の導入を検討する。具体的には、道路形態の変更や植樹帯の設置、樋管施設の新設等を検討する。

上記のような個別の対策を検討したうえで雨水排水施設全体計画案を策定し、さらに整備順位等に関する段階的な整備計画案の作成を行う。計画案の評価にあたっては、氾濫危険度診断で把握された想定浸水被害額と整備費用による経済的な視点からの評価とともに、施工の容易性や他事業との調整等を考慮して総合的な観点から望ましい対策案を選定する必要がある。

以上の手順で抽出された改善計画案については2)に示した水理学的な分析モデルによりその効果について確認・評価する必要がある。

1. 3 本研究の目的と論文の構成

先に示した雨水排水再整備計画策定プロセスにおいては、機能診断に用いる水理学的な分析モデルが重要な役割を担う。すなわち、概念的なモデルではなく物理的アプローチから構築された分析モデルを前提とすることで循環的な計画策定プロセスが実現可能となり、より適切で実態にあった代替案の作成・展開を図ることができる。本研究は、都市域における雨水排水システムの特徴を考慮した水理学的分析モデルに関する基礎的な研究を目的とする。

本論文の構成は、図 1-3-1 のとおりであり各章の内容は下記のとおりである。

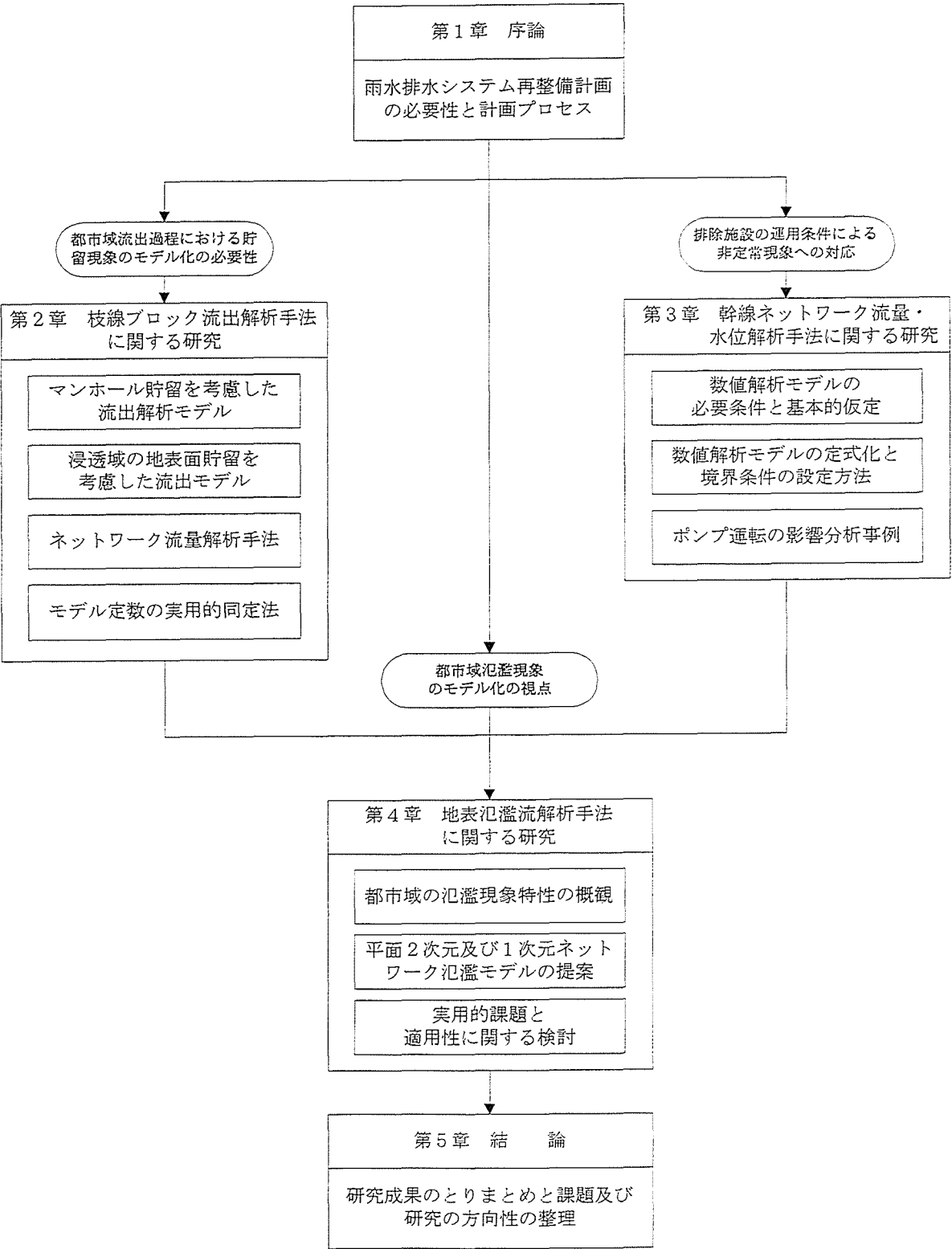


図 1-3-1 本論文の構成

まず、2. では地表に降った降雨を収集する枝線ブロックにおける流出解析手法に関する研究について述べる。段階的な雨水排水施設再整備計画を策定するにあたっては、極力既存の施設能力を活用した計画案の策定が望まれるが、その1つの視点として、雨水排水システムの構成施設や地表面における雨水の貯留による流出抑制効果を適切に計量していくことが挙げられる。そこで、2. 2および2. 3では、マンホール貯留や浸透域における地表面貯留を考慮した実用的な流出計算法を提示する。また、kinematic 近似が可能な流域を対象として流量解析を行うためのネットワーク流量解析手法について2. 4で述べる。さらに、2. 5では流出モデルの同定手法として準線形化手法を取り上げ、貯留関数のモデルパラメーター同定に関する数値事例をとおしてその有効性を示す。

3. では、幹線ネットワークにおける流量・水位解析手法に関する研究について述べる。近年、東京都の地下河川や大阪のなにわ大放水路計画に代表されるように都市域の雨水排除施設の大規模化・大深度化が進んでいる。こうした背景には、地上部での稠密な土地利用の進展により河道拡幅といった対策は導入が困難であり、また、地下にあっても地下鉄等の地下構造物の錯綜によりより深い位置にその場を求めざるをえない状況にあることが挙げられる。こうした大規模幹線施設の場合は、排除施設としてポンプ場が設置されるが、地下に存在する大規模幹線の場合には、ポンプ場の運転方式によっては非定常性の強い現象が生じ、管路内でのサージングや場合によっては水位の急上昇・空気圧縮による管路施設の破壊・ポンプ場の水没等の被害を招くこともありうる。また、既存管路施設からのオーバーフロー水を輸送・排除する増強管方式の場合は、増強管に取り込まれたオーバーフロー水が段波状になって下流のポンプ場に押し寄せる。この際、ポンプ施設のかけ遅れ等があるとポンプ場の水没等の危険性がある。その場合には、降雨予測・流量モニタリングを組み合わせるポンプ運転を行うことが有効と考えられる。このように大規模幹線施設を対象とした場合には、ポンプ場での運転管理とその影響が管路内にどのように伝播していくかを精度よくシミュレートできる水理解析手法が必要とされる。本研究では、精度と安定性の面を考慮して予測子修正子法の1種である MacCormack 法を用いて管路内の非定常現象を解析する分析モデルを提示する。この分析モデルを用いてポンプ運転の影響分析事例として降雨予測を組み込んだ場合の被害軽減効果の分析事例とポンプ運転に伴う管路内サージング解析の事例を示し、分析モデルの有効性・適用性を明らかにする。

4. では、地表氾濫解析手法に関する研究について述べる。まず、都市域における氾濫現象の特徴について考察したのち、地表氾濫解析モデルの定式化、及び実流域への適用事例等について述べる。モデル化の視点としては、都市内の微地形に配慮するとともに、谷底低地等に見られる急勾配地形を流下する氾濫水の挙動を精度よく解析するため、常流・射流が混在した流れを想定し、前述の MacCormack 法を用いた平面2次元モデルおよび1次元ネットワーク氾濫モデルとして展開し、その適用性について論ずる。また、これらのモデル選定とあわせて、実際問題への適用にあたって最も大変な作業は計算メッシュの作成と各メッシュの家屋面積率等の属性の設定である。こうした実用的課題を2次元モデル

と1次元モデルのそれぞれについて考察し、その結果を受けて実際問題への適用性と課題を整理する。

最後に、5. では以上の諸研究を総括し、今後の都市域における浸水安全度向上に向けての検討課題・研究の方向性等について示す。

【参考文献】

- 1) 建設省河川局：水害統計平成5年版、1995.
- 2) 河川審議会：総合的な治水対策の実施方策についての提言、昭和63年3月.

2. 枝線ブロック流出解析手法に関する研究

2. 1 概 説

下水道など排水設備が整備されているような既成市街地に対しては、雨水流出モデルとして従来から修正 RRL 法が多用されている。このモデルは、流域の形状、不浸透域に代表される土地利用の程度、排水施設の流下貯留過程を反映していることが主な特徴である。その適用性は少雨時では良好であるが、大雨時では管渠施設内（マンホール等）での貯留効果や浸透域での流出挙動などの影響により、必ずしも良好な適合性を確保できないという報告¹⁾がある。

従来の修正 RRL 法における貯留効果を表す S-Q 曲線は、開水路状態のみを対象としたものであり、基本的には満管以上の時の貯留効果は表現できない。山口ら²⁾、「下水道雨水調整池技術指針（案）」³⁾などでは、この満管時以上の貯留効果を表す方法として通常の S-Q 曲線に地表面貯留分を付加する方法を提案しているが、その設定根拠については多分に経験的な値を用いているに留まっている。こうした点について、著者らはマンホール密度等をパラメーターとした S-Q 曲線の定式化を提案した^{4) 5)}。

また、修正 RRL 法は、不浸透面積率が比較的高い高度に都市化された流域に対して発展してきたため、浸透域からの流出も有効降雨の取り扱いを異にするだけで流出現象そのものは不浸透域と同様（単位図法＋貯留関数）に扱われていた。しかし、浸透域は例えば芝生やその他植物等で覆われていることが多く、アスファルト面等の不浸透域に比較すると遅滞効果が大きいことが想定される。したがって、郊外型地域のような比較的浸透域が大きい地域に従来の修正 RRL 法を適用すると過大な（ピーク）流量を算定する危険性がある。

そこで、本章では、上記の2つの課題、すなわち、枝線管渠網における満管時以上の場合の S-Q 曲線の合理的設定方法、および浸透域からの流出モデルの改良に関して2. 2及び2. 3で述べる。また、2. 4ではこれらの枝線ブロック流出解析手法を基本モデルとしたネットワーク流出解析手法を提示する。これは、下流からの背水の影響を受けない、すなわち、Kinematic 近似が適用可能な水路網・管渠網における流量解析法であり、ネットワークシステムの流下能力診断の簡便な手法である。さらに、2. 5では、こうした流出モデルのパラメーターの同定手法として、準線形化を導入した方法を提示し、数値実験に基づいてその有効性を示す。

2. 2 マンホール貯留を考慮した流出モデル^{4) 5)}

1章に示した雨水排水システム再整備計画策定プロセスでは、枝線部での雨水流出量が重要な計画情報となる。再整備計画を策定する場合、枝線区域の管渠能力を超える計画規模の降雨を対象とすることから、現象的にはサーチャージ状態を対象とした雨水流出モデルを用いることが要請される。下水道が整備された枝線ブロックは、人孔が約30～50m間隔で設置され、それらの人孔は比較的小口径の管渠で結ばれている。管渠の流下能力を越える流入が生じた場合には、これらのマンホールが面的に分布した貯留槽的な役割を持つため流量調整効果を発揮し、下流側の流量・水位ハイドログラフは平滑化される。このことは、後述する水位同時観測結果からも推測される現象である。

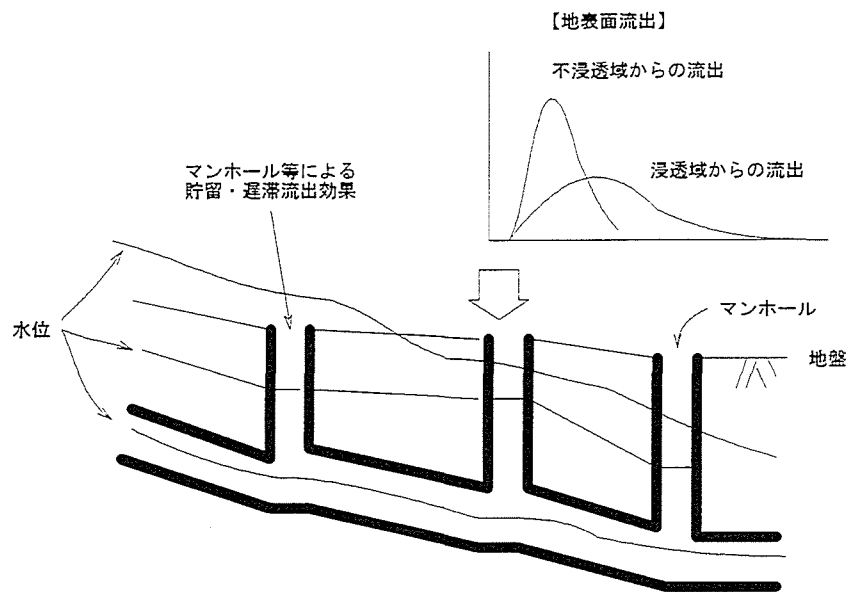


図 2-2-1 枝線ブロックにおける流出現象のイメージ

このようなサーチャージ状態を対象としたモデルとしては、Bettes et.al.⁶⁾、豊國・渡辺⁷⁾、森野・蔵重・大森⁸⁾などを挙げるができる。著者は、これらのうち、森野らのモデルを採用して、実測調査との比較により同モデルの検証を行う。このモデルは、枝線区域のすべての管渠、マンホールを対象として解析するため、処理区全体の各枝線区域を全て解析することは労力ならびに費用の面からほとんど不可能である。そこで、マンホールならびに地表での貯留効果を考慮した集中定数系のモデルで近似することにより枝線部での流出抑制効果、地表氾濫量などを簡易に評価できるモデルを提案する。

2. 2. 1 サーチャージを考慮した浸水解析モデル

(1) モデルの概要⁸⁾

この浸水解析モデル（以後、詳細モデルと略す）は、地表面流出モデル、非満管モデル、サーチャージモデルの3つのサブモデルからなる流出プロセスモデルと、ネットワークを対象とし、流出プロセスモデルをシステムティックに運用するネットワーク解析モデルから構成される。ここで流出プロセスモデル中の地表面流出モデルと非満管モデルは、それぞれ修正RRL法のインフローハイドログラフの考え方と、S-Q曲線法に従う。またサーチャージモデルは、Bettes ら⁶⁾のモデルと同様に、上下流の水位差すなわち動水勾配によりマニング則に従って流出するモデルである。非満管流れとして採用している修正RRL法は、近年多くの都市で採用されてきており、不浸透化が進んだ地域での流出実態によく適合することが示されており、パラメーターについても総合化が図られてきている。したがって、これとサーチャージ流れのモデルを連結したこの浸水解析モデルは、非満管から満管状態の流れに至る一連の流出プロセスを表現するためには十分に適用性があるものと判断される。

サーチャージモデルの基礎式としては次の連続式となる。

$$\boxed{\text{マンホール貯留量変化}} = \boxed{\text{雨水流出量}} + \boxed{\text{非満管部からの流入量}} + \boxed{\text{サーチャージ部からの流入量}} \\ - \boxed{\text{サーチャージ管流出量}} - \boxed{\text{分水非満管流出量}} - \boxed{\text{越流量}}$$

$$N \frac{\partial S}{\partial t} = NP + NPE(I - M^t M)Q_2 + NPEM^t MQ_3 \dots\dots\dots (2.2.1) \\ -NDM^t MQ_3 - ND(I - M^t M)Q_4 - NU^t O$$

ここに、 E ：管渠構造行列 (e_{ij} ：管 i の上流に管 j があれば1それ以外ならば0)
 D ：マンホール行列 (d_{ij} ：マンホール i の下流に管 j があれば1それ以外ならば0)
 U ：雨水吐行列 (u_{ij} ：雨水吐管 i がマンホール j の直下のとき1それ以外ならば0)
 M ：サーチャージ管行列 (m_{ij} ：サーチャージ管 i が管番 j の直下のとき1それ以外ならば0)
 N ：サーチャージマンホール行列 (n_{ij} ：サーチャージ管 i がマンホール j の直下のとき1それ以外ならば0)
 S ：マンホール貯留量、 P ：地表面流出量、 Q_2 ：非満管管流量、
 Q_3 ：サーチャージ管流量、 Q_4 ：非満管分水管への流量、 O ：雨水吐越流量、
 I ：単位行列、 t ：転置オペレータ

同式において、 P 及び Q_2 は各々修正RRL法のインフローハイドログラフとS-Q曲線法により定められ既知である。 Q_3 は上下流マンホールの水位差で求まる。また、 Q_4 および O は当刻マンホールの水位より与えられるものとし、マンホール貯留量も水位の関数として与えられるものとする。したがって、(2.2.1)式は水位に関する常微分方程式として認識され、ルンゲクッタ法等の援用により求解し得る。

この結果、各サーチャージ管の流量が定まることになる。なお、地表溢水後のマンホー

ル貯留関数は逆円錐型の貯留域を仮定し、他のマンホールへの移流はないものとする。

(2) 実測調査による詳細モデルの検証⁹⁾

ここでは、実際の枝線区域で多地点同時水位観測を実施して、詳細モデルの検証を行った結果について述べる。実測を行なった枝線区域は、面積 10.18ha、不浸透面積率 0.95、管渠数 90、マンホール数 91 個である。図 2-2-2 に管渠系統図を示す。この図に示されるように、6ヶ所のマンホールで水位計を設置して同時に水位を計測した。図 2-2-2 に、各実測地点での計測水位と詳細モデルを適用して求めた計算水位の比較を示す。解析にあたっては、最下流端の No. 1 地点も下流側の影響からサーチャージ状態となっていたため、同地点の計測水位を下流端条件として与えた。また、計算時間間隔は、非満管時は 0.5 分、サーチャージ時は 0.1 分とした。図 2-2-3 によれば、ピークの立上がり部ならびにピーク水位も概ね一致しており、十分な精度でサーチャージ状態を表現できていると判断される。なお、各地点ともピーク後の水位低下時の一致度が良くないが、これについてはマンホール部での局所的な渦流現象等が関係しているものと推察される。

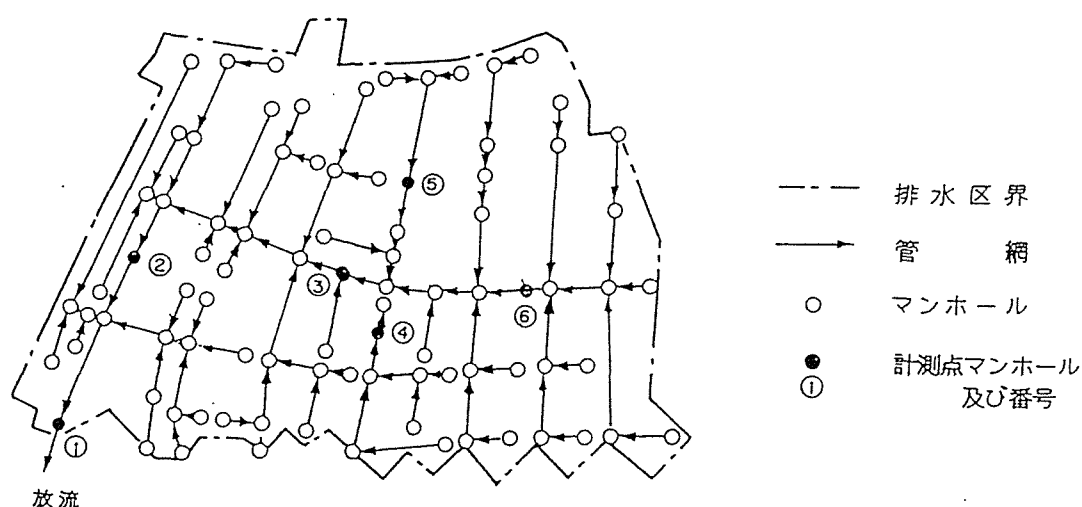


図 2-2-2 管渠系統図

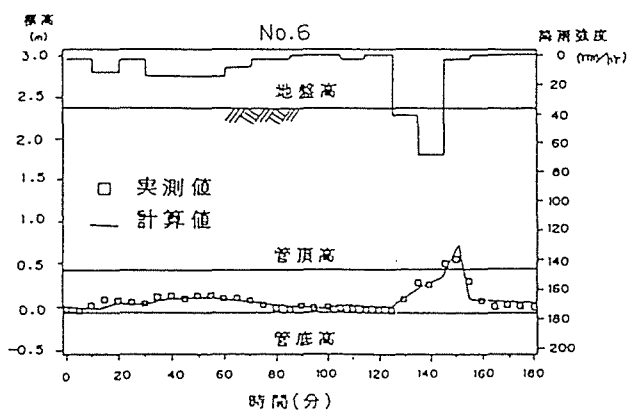
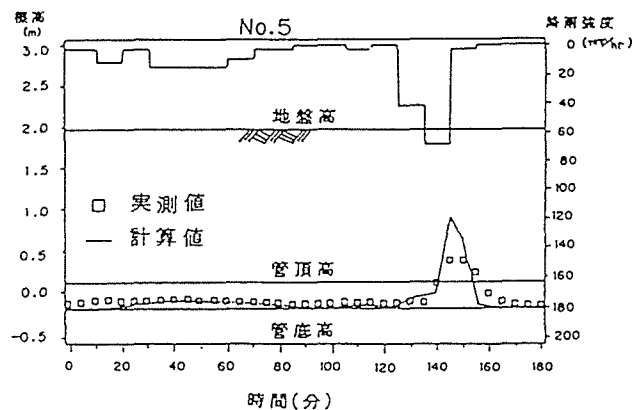
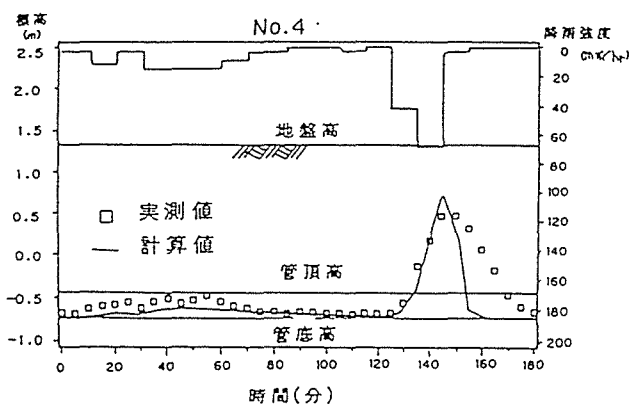
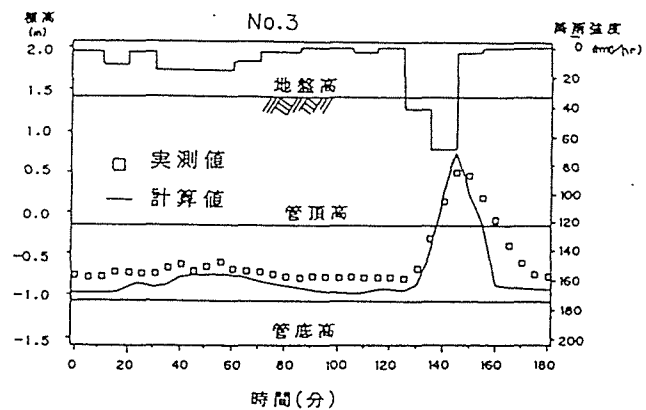
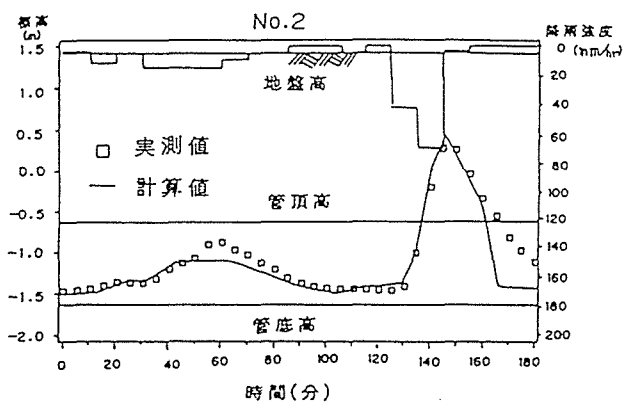


図 2-2-3 計算水位と実測水位の比較

2. 2. 2 マンホール貯留を考慮した集中定数系モデル¹⁰⁾

(1) モデルの概要

前節では、枝線管渠ネットワークを構成するすべてのマンホールと管渠を解析対象とした詳細モデルが流下能力超過時のサーチャージ状態を十分な精度で解析できることを示した。しかしながら、この詳細モデルは解析対象区域内のすべての管渠要素を解析対象とすることから、現実的には費用と労力からみて小規模な流域の解析（例えば、管渠100本程度）に限られる。そこで、ここでは、マンホールや地表での貯留効果を考慮した集中定数系のモデルで近似する。集中定数系モデルの主たる目的は、幹線に対する流量条件、すなわち枝線区域下流端の流量、及び枝線区域内の危険度を評価するための最大湛水量を求めることである。

マンホール貯留を考慮した集中定数系モデルの考え方は以下のとおりである。都市域の流出モデルとしては、近年多くの都市において修正RRL法の適用が図られており、実態調査の比較により非満管状態については十分な精度で推定できることが示されている⁸⁾。したがって、非満管時を対象とした流出モデルとしては基本的には修正RRL法を援用していくことが妥当と考えられる。修正RRL法においてマンホール貯留や地表貯留を考慮する方法としては、例えば「下水道雨水調整池技術基準（案）」³⁾によれば、図2-2-4に示すように流量規模ごとにある値（2～6 mm程度）を下水管のS-Q曲線に上乘せする方法がとられている。しかしながら、この上乘せする地表貯留分については物理的根拠が乏しく多分に経験的な値である。

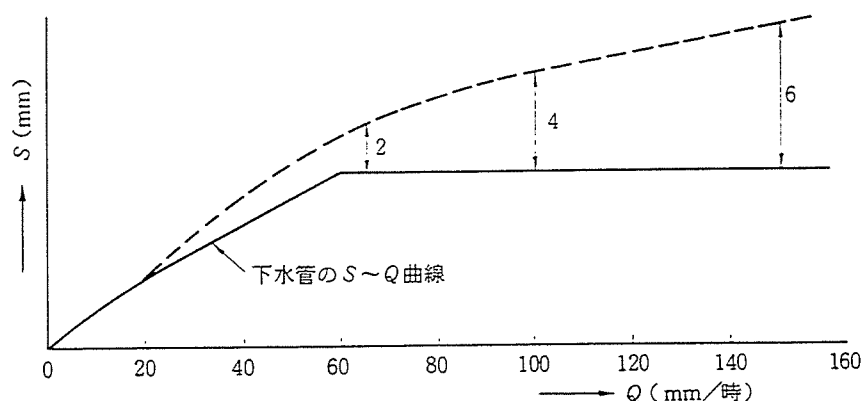


図 2-2-4 地表面貯留を考慮した S-Q 曲線の設定例³⁾

本モデルにおいても、非満管時の流出計算法と整合させることから、S-Q曲線法によりモデル化するが、満管以上のS-Q関係については現象的な視点から検討する。枝線ブロックからの流出は現象的には次のように考えることができる。まず、1本の管渠（図2-2-5参照）を考えると、管渠の下流端からの流出量は、その地点における動水勾配に依存する。そして、その流出量よりも多量の流入量があった場合には、上流側のマンホールまた

は取付管内に雨水が貯留されていくことになる。こうした貯留空間を管渠に沿ってスロットとして置き換えることを考えれば、動水勾配とスロット幅によってスロット内に貯留される水量と流出量との関係が導かれる。

$$\text{流出量： } Q = \frac{1}{n} R^{2/3} I_e^{1/2} a \quad \dots\dots\dots (2.2.2)$$

$$\text{貯留量： } S = \frac{1}{2} \left\{ L(I_e - I_p) \right\} L B_s \quad \dots\dots\dots (2.2.3)$$

ここに、 Q ：流出量、 n ：マンニングの粗度係数、 R ：管渠の径深、 I_e ：エネルギー勾配、 a ：管渠断面積、 S ：貯留量、 L ：管渠長、 I_p ：管勾配、 B_s ：スロット幅である。

管渠の上部にスロットを仮定するモデル（スロットモデル）は、圧力伝播を仮想的に重力波として解析するために Cunge¹¹⁾ によって導入された。また、渡辺・石丸¹²⁾ は下水道管網における圧力波伝播速度をマンホールの圧力開放効果に結びつけて実用的なサーチャージ流出解析法を提案している。本研究で提案する流出モデルは、枝線管渠ネットワークを1本の仮想管に置き換え（マンホール貯留効果を集中化し）て上記の考え方を適用するものである。

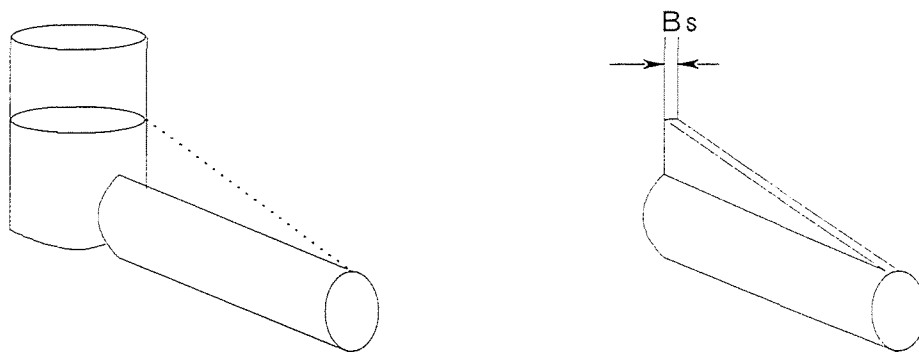


図 2-2-5 マンホール貯留からスロット貯留への変換

1) 枝線管渠ネットワークの仮想管によるモデル化

本流出モデルでは、多くの管渠から構成される枝線管渠ネットワークを1本の仮想管でモデル化する。その考え方は、基本的には、すべての管渠で満管以下の条件を満足する最大の比流量を Q_f (mm/hr) とし、この Q_f で満管となるような管渠を想定する。しかし、非満管最大比流量の意味するところは、サーチャージ効果の現われはじめる最大の流量を設定することであり、この値は、枝線区域内の管渠の構成によって、一律の値とはならない。これについては、後述するモデルの検証で考察する。仮想管の断面積、管勾配は、設計基

準に与えられている最適流速を用いて求め、延長は当刻ブロックの最大流下距離とする。管諸元については、集中定数系モデルが最下流点での流量を求めることが主眼であるから、最下流地点のもので代表する。また、流域形状については流下長が最大流下距離となるような長方形（等到達時間域の簡略化のため）とする。以上より、枝線区域の特性を表わす要因は、仮想管最下流地点の諸元（管渠径、管渠勾配）、流下距離、排水面積及び平均地表勾配等である。また、仮想管の上部に設けられるスロット幅については、枝線ブロック内のマンホールの貯留量を考慮することになる。スロット幅の設定方法については後述する。

2) サーチージを考慮した S-Q 曲線の定式化

枝線ブロックが仮想管によってモデル化され、スロット幅も設定されたとすると、この仮想管からの流出量は下記の 2 式で表わされる。

$$Q = \left(\frac{1}{n} R^{2/3} I_e^{1/2} a \right) \frac{360}{A} \quad \dots\dots\dots (2.2.4)$$

$$S = \frac{1}{2} \left\{ L(I_e - I_p) \right\} LB_s / (10A) \quad \dots\dots\dots (2.2.5)$$

ここに、Q：流量(mm/hr)、n：マンニングの粗度係数(s/m^{1/3})、R：仮想管径深(m)、
a：仮想管断面積(m²)、A：流域面積(ha)、S：満管以上の貯留量(mm)、
L：流域延長(m)、I_e：エネルギー勾配、I_p：仮想管管勾配(<I_e)、
B_s：仮想管スロット幅(m)

(2.2.4) 式及び (2.2.5) 式よりエネルギー勾配を消去すると次式のような満管以上の流量に関する S-Q 曲線が得られる。

$$S = \frac{L^2 B_s}{20A} \left(\frac{A}{360} \frac{n}{R^{2/3} a} \right)^2 Q^2 - \frac{L^2 B_s}{20A} I_p \quad \dots\dots\dots (2.2.6)$$

$$S = K_1 K_2 Q^2 - K_1 I_p \quad \dots\dots\dots (2.2.7)$$

したがって、満管以上（サーチージ効果が出現する）の場合の S-Q 曲線は満管に相当する貯留量を考慮して次式で表わされる。

$$S = K_1 K_2 Q^2 - K_1 I_p + K Q_f^p \quad \dots\dots\dots (2.2.8)$$

上記の式は、オリフィス流出の式に式形としては類似しているが、係数 K_1 及び K_2 に流域の特性（流域形状、マンホール密度、非満管最大流量など）が考慮されていることになる。

3) 仮想管のスロット幅の設定方法

マンホールの貯留容量を1本の管渠に等幅で分布させると考え、管渠長を L とするとそのスロット幅 B_m はマンホール断面積を F_m とすると次式で与えられる。

$$B_m = F_m / L / 2 \quad \dots\dots\dots (2.2.9)$$

上記の式は管渠1本に対するスロット幅である。枝線ブロック全体を対象とした場合の仮想管に対するスロット幅は次のように求める。

まず、枝線ブロック内のマンホール1個当りの管渠延長を \bar{L} 、マンホール断面積の平均値を \bar{F}_m とすると管渠の単位長さ当りの平均スロット幅 \bar{B}_s は次式となる。

$$\bar{B}_s = \bar{F}_m / \bar{L} / 2 \quad \dots\dots\dots (2.2.10)$$

この平均スロット幅に枝線ブロック内の管渠総延長を掛けるとブロック内のスロット幅の合計が求められ、さらにこのスロット幅の合計を仮想管の管延長で除すことにより仮想管におけるスロット幅を求めることができる。

$$B_s = (\bar{B}_s \Sigma L) / L_b \quad \dots\dots\dots (2.2.11)$$

ここに、 L_b : 仮想管延長（最大到達距離）である。

図2-2-6に満管以上のS-Q曲線を求めるためのフロー図を示す。この図からわかるように、満管以上のS-Q曲線に関連する枝線ブロックの特性としては、①面積当り管渠延長（管渠密度）、②マンホール1個当り管渠延長（マンホール密度）、③平均マンホール径、④排水面積、⑤最大到達距離（ネットワーク形状特性）、⑥非満管最大流量が挙げられる。

図2-2-7に満管状態を考慮したS-Q曲線の例を示している。管渠密度及びマンホール密度が大きいほど仮想管スロット幅は大きくなり、満管以上のS-Q曲線の勾配は大きくなる。図2-2-8は、マンホール密度を変化させた場合の流出量の比較例を示したものであり、マンホール密度が大きい場合はピーク流量通減効果があらわれていることが理解される。

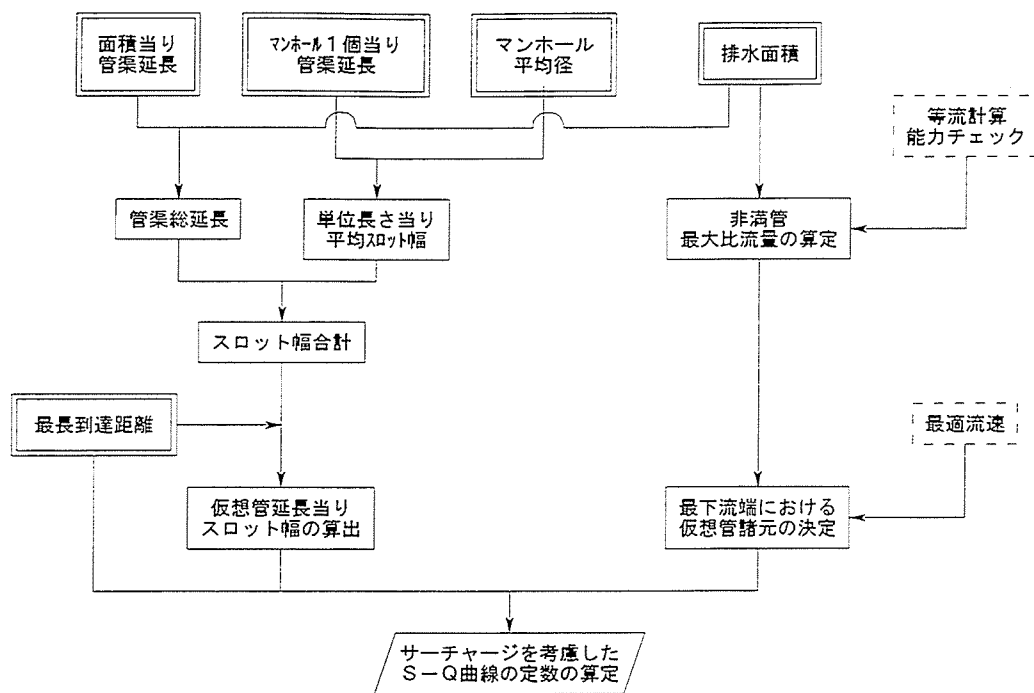


図 2-2-6 S-Q曲線定数の算出フロー

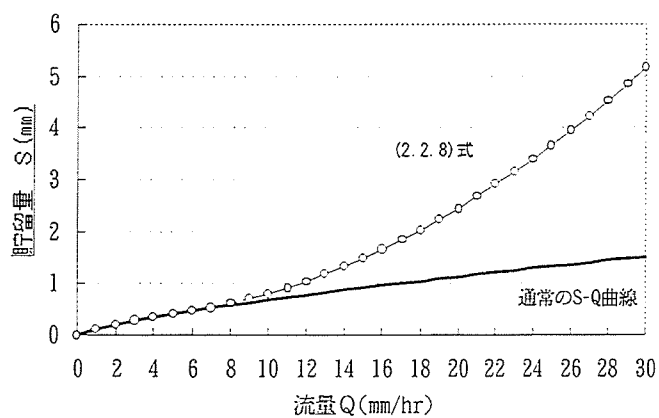


図 2-2-7 満管状態を考慮したS-Q曲線の例

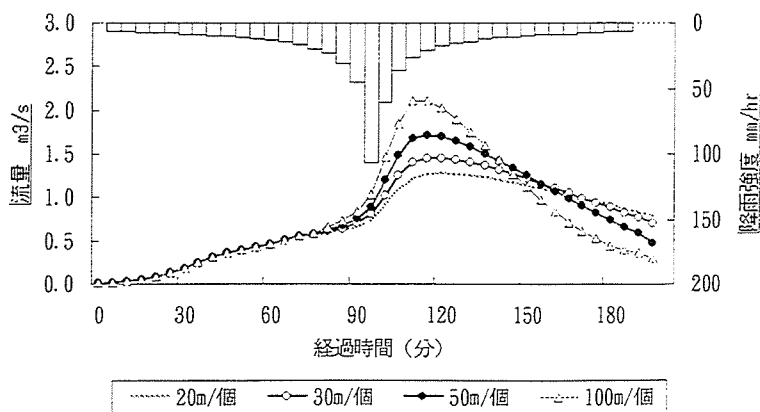


図 2-2-8 マンホール密度を変化させた場合の流出量の比較例

以上の手順でS-Q曲線を設定した後は、通常の修正RR L法と同様の手順で流出解析を行なえば良い。なお、枝線区域内の最大地表湛水量は図2-2-9に示すように、ピーク流出量に対する動水位が平均地盤高面を越える部分の面積の面積にスロット幅Bsをかけたものであらわされる。

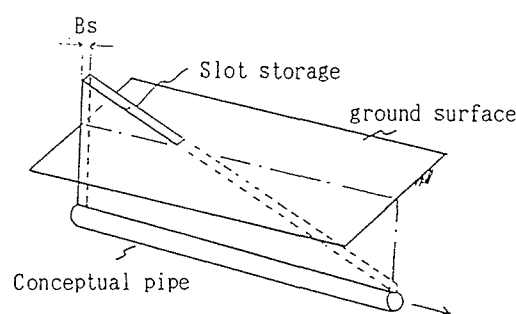


図2-2-9 簡易モデルによる湛水量

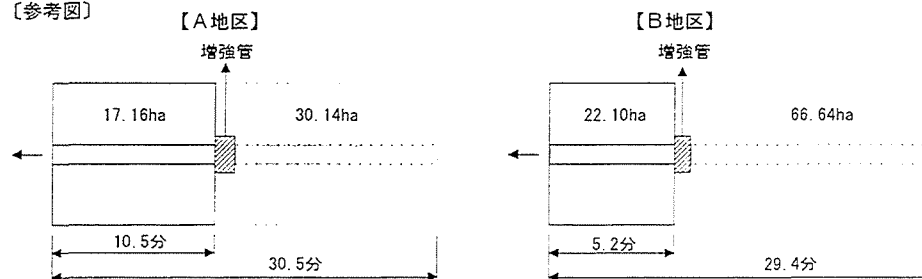
(2) 簡易モデルの検証

ここでは、実在する枝線ブロックを対象に、詳細モデルと簡易モデルによる計算結果を比較し、簡易モデルの精度について検証を行う。検証を行う項目としては、流量波形と地表湛水量である。解析対象とする枝線ブロックは、表2-2-1に示す3地区とし、このうち、A地区及びB地区は本来は上流部にも排水エリアをかかえていたが増強管の敷設によりこの部分がカットされ、当刻エリアのメイン管渠の能力は排水面積に対してかなり大きくなっている（参考図）。これら3地区の枝線管渠は実験式で設計されており、合理式による能力評価によれば、概ね3年確率程度の能力しかない。解析条件としては、10年確率降雨を対象とし、下流端は自由落下の状況にあるとした。

表2-2-1 対象枝線地区の概要

地区名	面積	不浸透面積率	管渠延長 管渠密度	マンホール数 マンホール密度	最大 到達距離	備 考
A地区	17.16ha	78.0%	3677m 214m/ha	84 個 44m/個	1350m	上流カットあり カット率：63.7%
B地区	22.10ha	70.0%	4385m 218m/ha	106 個 41m/個	972m	上流カットあり カット率：76.8%
C地区	18.20ha	73.8%	4797m 264m/ha	124 個 39m/個	1800m	上流カットなし

【参考図】



1) 流量波形に関する検証

簡易モデルの基礎パラメーターとしては、管渠密度、マンホール密度、非満管最大流量等が挙げられるが、非満管最大流量以外のものについては平面図等により容易に計測可能であることから、計測された値をそのまま用い、詳細モデルによる流量波形に最も適合する非満管最大非流量を検討した。その結果を表 2-2-2 に示す。これによると、地区毎に最適な非満管最大流量の値は異なり、C地区の7 mm/hr という値は等流計算による非満管流量規模とほぼ一致している。A地区、B地区については、先述したように上流部がカットされているため、メイン管渠の能力は相対的に大きくなっており、C地区に比較して排水能力が高くなったものと思われる。図 2-2-10 は、各地区でのハイドログラフを比較したものであり、ピーク位置は若干ずれるものの概ね詳細モデルと簡易モデルの流量波形は一致している。詳細モデルでピーク位置が前方に位置するのは、圧力状態になることによって伝播速度が大きくなり、結果としてピーク位置は前方にずれるものである。こうした現象は、基本的に貯留関数で近似している簡易モデルでは表現しきれないものであり、今後の課題である。

表 2-2-2 流量波形に関する検証結果

Q _f	A地区		B地区		C地区	
	Q _{pr}	MSE	Q _{pr}	MSE	Q _{pr}	MSE
5mm/hr	0.429	0.186	0.363	0.456	0.617	0.047
7mm/hr	0.500	0.125	0.503	0.371	0.867	◎0.021
9mm/hr	0.753	0.085	0.832	0.285	◎1.103	0.029
11mm/hr	0.901	0.053	0.747	0.219	1.327	0.052
13mm/hr	◎1.033	◎0.047	0.848	0.173	1.536	0.085
15mm/hr	1.149	0.048	0.946	0.155	1.721	0.125
17mm/hr	1.253	0.050	◎1.030	0.144	1.900	0.165
19mm/hr	1.357	0.073	1.102	◎0.140	2.064	0.201

注) Q_{pr} = Max(Q_s) / Max(Q_d) ピーク適合率

$$MSE = 1/n \cdot \sum (Q_s - Q_d)^2 \quad \text{2乗平均誤差}$$

Q_s: 簡易モデル流量、Q_d: 詳細モデル流量

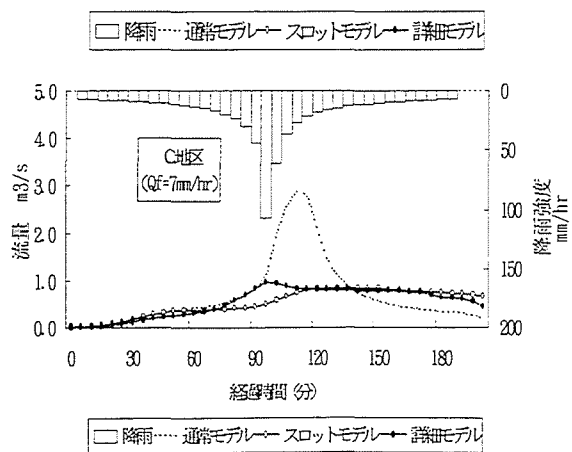
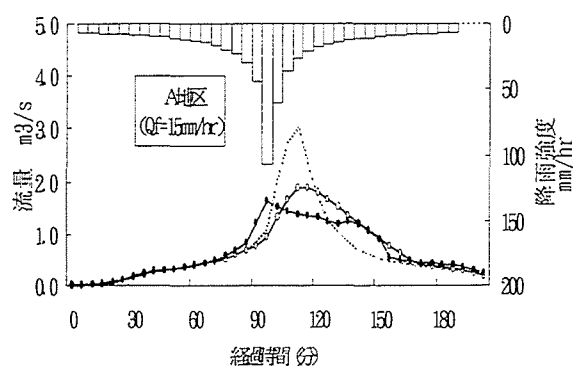
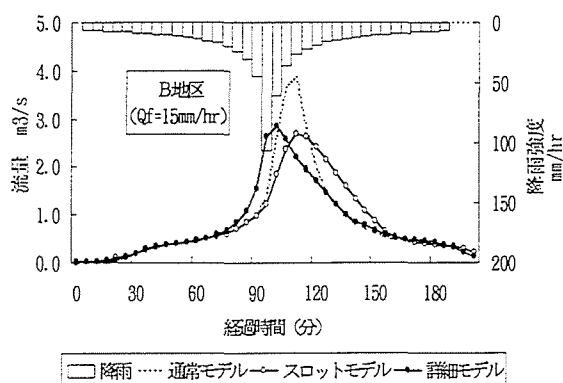


図 2-2-10 詳細モデルと簡易モデルのハイドログラフ

2) 地表氾濫量の比較

表 2-2-3 に、地表氾濫量の算定結果を示す。これによると、簡易モデルのほうが若干大きめの氾濫量となっているが、その差は概ね 1 割程度であり実用上十分な精度で一致している。簡易モデルは平均氾濫高により地表氾濫量を求めているため、実際の枝線区域が起伏の激しい場合にはその誤差は大きくなるものと考えられるが、今回対象とした地区は何れもなだらかな地形であったため上記のように概ね一致した値が得られたものと考えられる。なお、上流がカットされている A 地区、B 地区は、C 地区に比較して氾濫量そのものも小さくなっている。

表 2-2-3 地表氾濫量の比較

	詳細モデルによる 氾濫量 ①	簡易モデルによる 氾濫量 ②	比率 ②／①
A 地区	11. 5mm	12. 4mm	1. 075
B 地区	5. 6mm	6. 3mm	1. 111
C 地区	17. 1mm	18. 6mm	1. 084

以上より、簡易モデルにより流量波形ならびに地表氾濫量も詳細モデルと概ね一致することが示された。これらの検討結果からも理解されるように、増強管により既存の枝線ブロックを分割してやることにより、枝線ブロック自体の排水能力が増加し、またその結果、地表氾濫量も小さく抑えられる結果となっており、幹線施設整備と枝線排水能力の向上という相互関係のある程度明示的にすることができると示された。

2. 3 浸透域における地表面貯留を考慮した流出モデル¹³⁾

2. 3. 1 モデル構築の考え方

高度に都市化された地域における流出解析手法としては、修正 RRL 法が多用されており、流出実態との適合性も比較的高いとされている¹⁴⁾。修正 RRL 法では、解析対象域を図 2-3-1 のように 4 つに区分して、各サブ流域における有効降雨を算定して流出解析を行う。

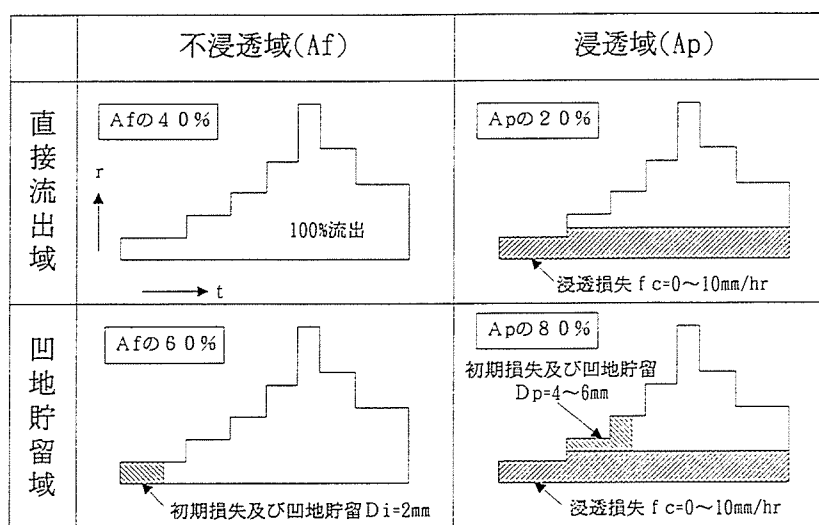


図 2-3-1 修正 RRL 法の解析対象区分及び有効降雨の考え方

ただし、修正 RRL 法では、浸透域からの流出は、不浸透域からの流出に比較して有効降雨モデルにおいて違いはあるものの流出プロセスは（単位図＋貯留関数）というモデルとして同様に扱われている。しかし、前述したように浸透域では植生その他の影響からかなりの遅滞効果があるものと想定され、不浸透域からの流出とはかなり異なる流出波形となることが想定される。不浸透域からの流出は、修正 RRL 法がかなり不浸透面積率の高い流域を対象にモデル検証され、その適合度も高いという評価を得ている点から、本研究では、浸透域からの流出現象のモデル化に限って検討するものとする。

浸透域からの流出モデルとしては、従来から山林や水田地域における流出モデルとして多用されている「Kinematic Wave モデル」に着目した。その理由としては、このモデルが地表勾配と等価粗度係数で表される土地利用形態から直ちにモデル定数を設定できることから実用性が高いと判断したためである。

2. 3. 2 モデルの定式化

(1) 排水区のモデル化

実際の流出域をみると、緑地や裸地等の浸透域は流域内に点在しているが、本研究では、モデル運用する際の実用性を考慮して、排水区を以下のように簡略化する。

- ① 地表面の流れは、雨の降った地点から雨水枡までの領域である。
- ② 雨水枡まで流達した雨水は、編み目のように布設されている枝線に流入するが、管渠内の流れは地表面のそれに比べて非常に速い。このため、主要な枝線までは地表面面流が流れるものとして、この間の流下時間については省略してモデル化する。
- ③ 浸透域は実際のところ、排水区内において点在していると考えられるが、ここでは、モデルの簡略化のため浸透域は集中しているものとして扱う。

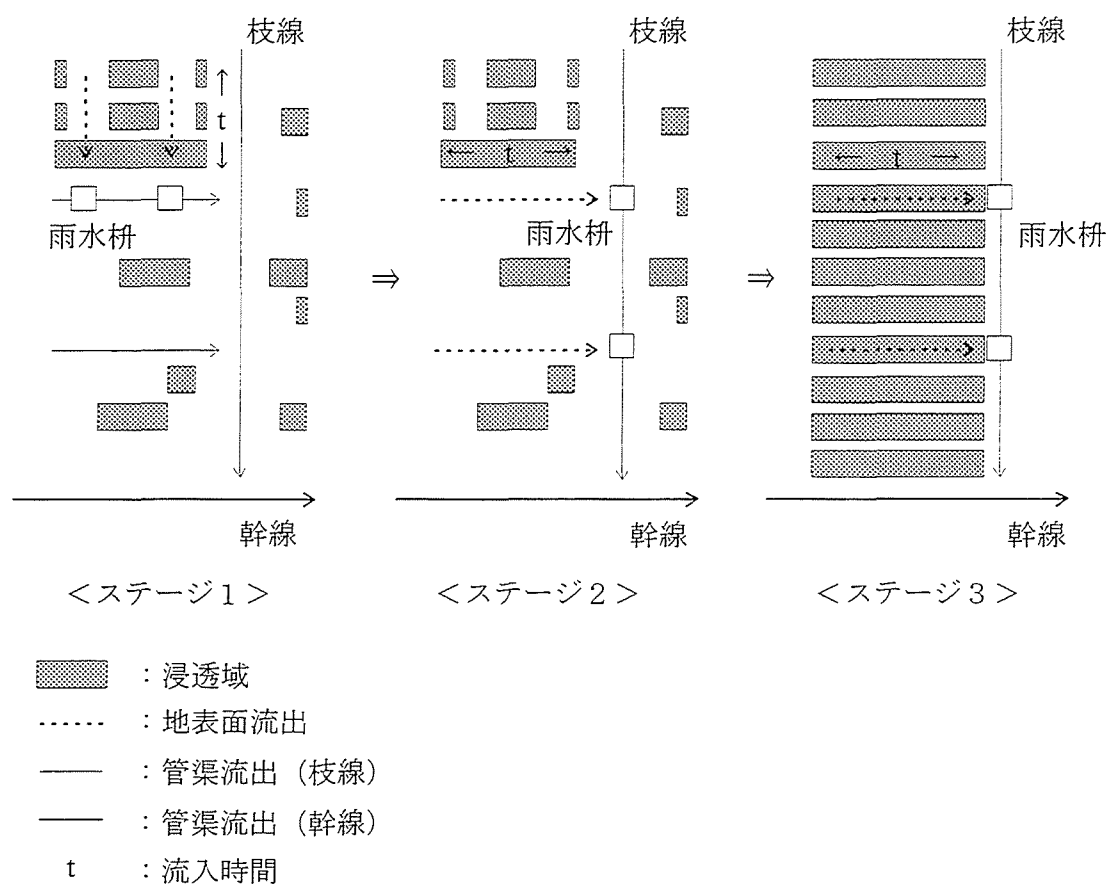


図 2-3-2 排水区のモデル化のイメージ図

(2) 地表面の貯留効果の捉え方

土地利用状況を考慮した流出モデルには、準線形貯留型モデル¹⁵⁾、雨水流法^{16) 17)} (Kinematic Wave 法) 等があるが、ここでは、貯留量と流出量との関係が修正 RRL 法と類似 (非線形の関係) している雨水流法を介して貯留関数パラメータを設定することを考える。

さて、雨水流法によると流域内における貯留高は次式であらわされる。

$$S = \left[\underbrace{k \cdot re^P \cdot \frac{B^{1+P}}{1+P} \cdot L}_{\text{斜面上の貯留量}} + \underbrace{kc \cdot (re \cdot B \cdot L)^{PC} \cdot \frac{L^{1+PC}}{1+PC}}_{\text{河道 (管渠) の貯留量}} \right] / (B \cdot L) \quad \dots\dots\dots (2.3.1)$$

ここに、 B は斜面長、 L は主河道長、 k は等価粗度と地表勾配で表される流れ易さを表すパラメータ、 re は有効降雨強度を表す。 C は河道 (管渠) に関する添え字である。

本検討では、斜面上の貯留量のみを考えるため、第1項の部分のみが対象となり、第2項は省略する。

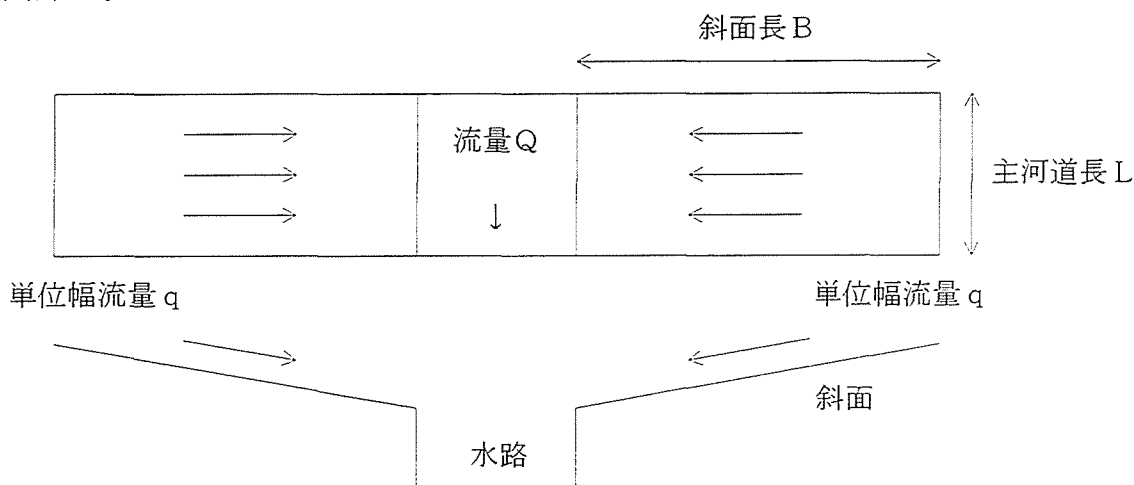


図 2-3-3 斜面のモデル化

ただし、式中には斜面長 B が変数として残り、操作性の点で実用的でないため、ここでは流域面積などにより汎用化することを考える。以下では、斜面長と流域面積とを関連付けたうえで貯留関数パラメータを設定する。

(3) 管渠延長と排水区面積との関係

不浸透域における斜面の形状は、枝線部の管渠の集水面積と流下時間から、 A (集水面積) - X (流下距離、流下時間) 関係を設定することが可能であるが、浸透域においては、

そのような設定が困難である。このため、ここでは、(2.3.2)式に示す流域における主河道長と流域面積の関係（Hack の法則）を用いて設定する。

$$L = u \cdot A^v \quad \dots\dots\dots (2.3.2)$$

$$B = \frac{1}{2u} \cdot A^{1-v} \left(\because A = 2 B \cdot L \right) \quad \dots\dots\dots (2.3.3)$$

ここに、 L は主河道長（km）、 A は流域面積（ km^2 ）、 u および v は定数

ここでの定数 u 、 v は一般に山地流域を対象として、 $v = 0.52 \sim 0.70$ 、 $u = 1.27 \sim 1.89$ の程度の値¹⁸⁾とされている。

杉山・角屋¹⁹⁾によれば、図 2-3-4 に示されるように市街地、丘陵地、自然山地等を対象としたときの流域面積と主河道長との関係については、地形等に関係なく Hack の法則が成立し、定数 u 、 v はそれぞれ 1.35、0.6 であるとされており、本研究では、これを適用する。

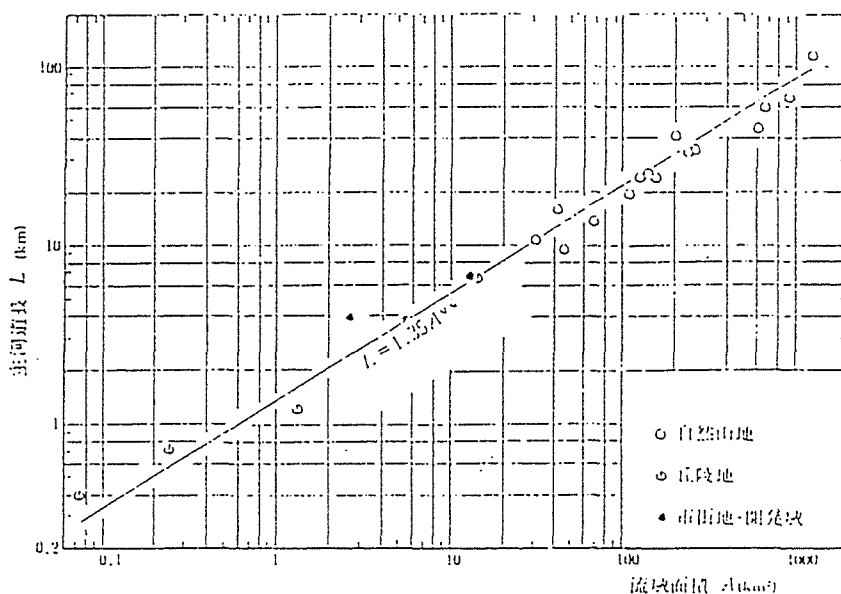


図 2-3-4 主河道長と流域面積との関係¹⁹⁾

(4) 貯留関数（地表面貯留効果）パラメータの設定

これまでの検討より、地表面貯留効果を考慮する場合の貯留関数パラメータは次のように表すことができる。

$$S = K Q^P \quad \dots\dots\dots (2.3.4)$$

$$K = 2.5 \cdot k \cdot A^{0.24}, \quad k = \left[\frac{N}{i^{1/2}} \right]^P \quad \dots\dots\dots (2.3.5)$$

$$P = 0.6 \quad \dots\dots\dots (2.3.6)$$

ここに、 N ：等価粗度($m^{-1/3} \cdot s$)、 i ：斜面勾配＝実測値、 A ：集水面積(km^2)

ここで、新たに設定を要するパラメータは、地表面の等価粗度 N と斜面勾配 i である。橋本らによれば、土地利用形態と等価粗度の標準値は表 2-3-1 のように設定されている。浸透域の土地利用形態は主に公園、芝地等であると考える、ここでは等価粗度を 0.3 とした。

表 2-3-1 土地利用形態と等価粗度の標準値¹⁾⁵⁾

土地利用形態		等価粗度の標準値
水田		2.0
山林		0.7
丘陵、公園、ゴルフ場、芝地、畑地		0.3
市街地平均		0.03
市街地分類	区画割り、道路整備されるが、相当裸地が残る。排水路整備済み。	0.1
	道路整備がかなり進む。下水道整備は不十分である。	0.05
	舗装されるべき面積の半分以上が舗装され、下水道整備も十分である。	0.01
	舗装されるべき面積が舗装され、下水道整備は完了している。	0.005

不浸透域においては、浸透域に比べて地表の粗度が小さく（0.005 程度）、地表面での貯留効果もさほど大きくないことが予想される。図 2-3-5 は、土地利用形態の違いによる流出量の試算結果を比較したものである。この結果、不浸透域では、インフローと流出量とがほぼ同じであり、地表面の貯留効果が流出量に及ぼす影響はほとんどみられないことがわかる。一方、浸透域においては、地表面の貯留効果を考慮する必要性が極めて

高いことがわかる。

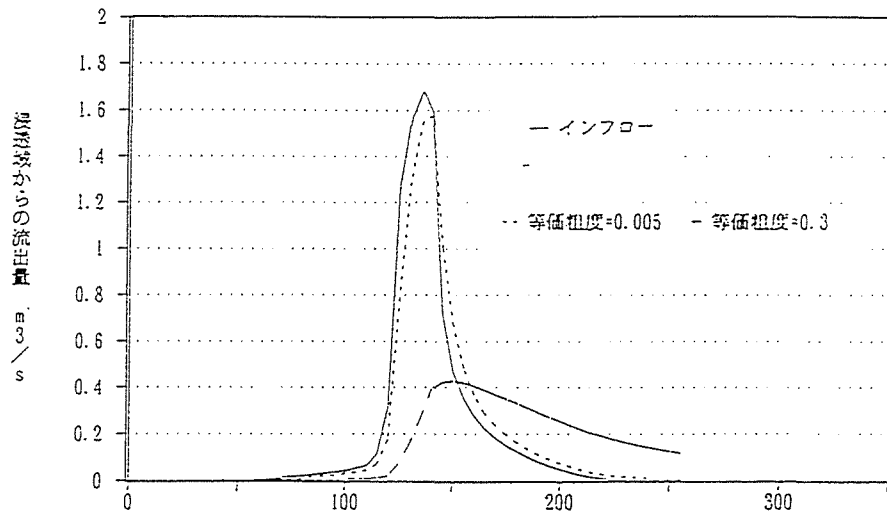


図 2-3-5 土地利用形態の違いによる流出量の比較

(5) 従来モデルと疑似 Kinematic モデルによる流出量の比較

図 2-3-6 は、S 市の排水ブロックを対象に従来モデルと今回提案した疑似 Kinematic モデルで算出したピーク流量の比率を不浸透面積別に示したものである。これによると、当然のことながら不浸透面積率が大きくなるにつれて流量比は 1 に近づく傾向にあり浸透域からの流出の影響が相対的に小さくなっている。一方、不浸透面積率が 0.4 程度の郊外型の排水ブロックに対しては、ピーク流量比が 0.7~0.9 程度のところに分布しており、浸透域からの流出の影響が大きく現れている。

この図により概ね不浸透面積率が 0.8 以上の極度に不浸透化された地域では、従来モデルにより十分な適合性が得られるが、それより不浸透面積率が小さいところでは浸透域における地表面貯留効果を考慮する必要性が示唆される。こうした点については、不浸透率が比較的小さい地域での流出実績（特に大雨時）との適合性の評価を行って検証する必要がある。

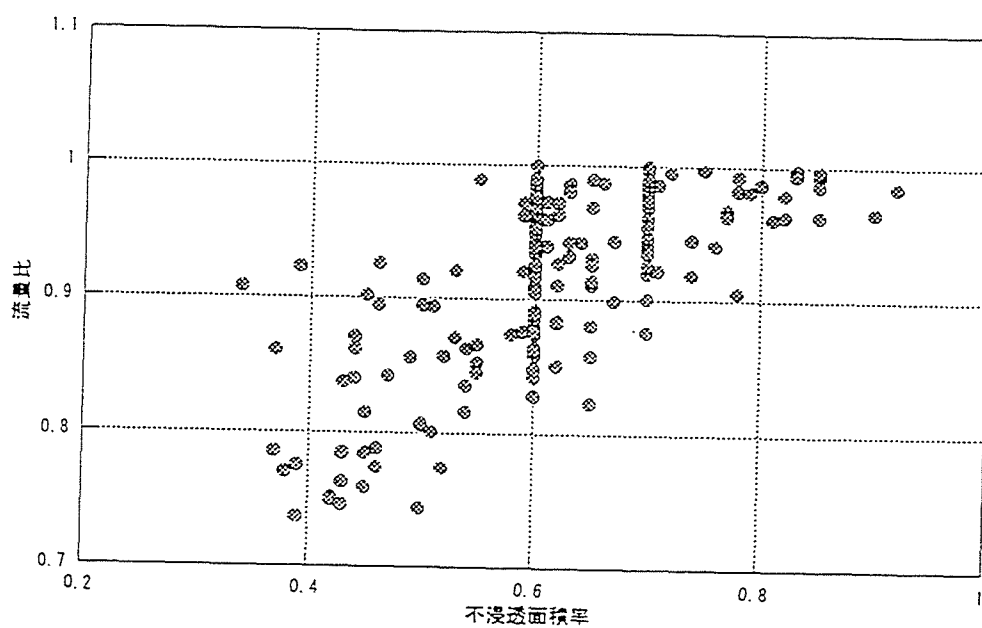


図 2-3-6 不透水面積率と従来モデルと今回モデルのピーク流量比率
(流量比率=今回モデル流量／従来モデル)

2. 3. 3 モデルの適合性の検討

ここでは、S市における実測調査に対して流出モデルとして疑似 Kinematic モデルを適用した結果について示す。

(1) 枝線部を対象としたモデルの検証

図 2-3-6 は、枝線区域における実測調査結果と計算結果を比較したものである。計算に用いたモデル定数は、表 2-3-2 のとおりである。図 2-3-7 によれば、実測結果と計算結果は比較的良く一致しており、モデルの定式化ならびに設定したモデル定数はほぼ妥当であると考えられる。

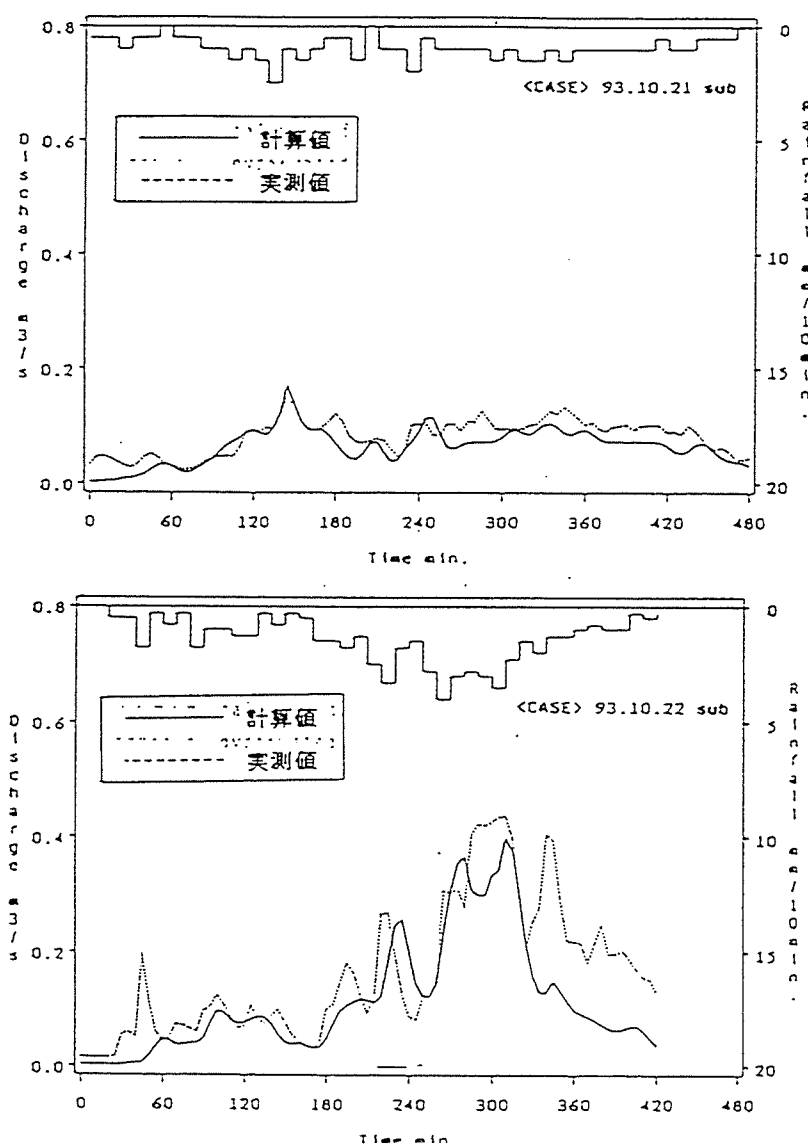


図 2-3-7 実測流量と計算流量の比較

表 2-3-2 モデル定数

項目	設定数値		
有効降雨モデル		不浸透域	浸透域
	直接流出域	40%	20%
	凹地貯留量	6.0mm	2.0mm
	浸透能	—	10.0mm/hr
地表面貯留関数	等価粗度：0.3		
	地表勾配：5%（実測値）		
地表面流下時間	Kerby 式により算定 枝線施設 1 ブロック：約 20ha		
管渠内貯留関数	満管流下能力：15mm/hr		
	$S_{15}=0.132 \cdot T_{\max}+0.183$		
管渠内流下時間	管渠延長／満管流速		

（２）幹線部を対象としたモデルの適合性

ここでは、幹線部での実測調査結果とシミュレーション結果の比較について示す。シミュレーションは、各排水ブロックからの雨水流出量の算定に疑似 Kinematic モデルを適用して求めた流出量を流量条件として、幹線施設内の水理解析を 3. に述べる一次元不定流解析モデルにより行ったものである。対象地区は面積 1,250ha、到達時間 98 分で下流端がポンプ場の区域であり、不浸透面積率が 0.4 程度の住居系土地利用の地区である。また、降雨状況は時間最大降雨量 24mm/hr、総降雨量 69mm、継続時間 420 分であった。

図 2-3-8 は、実測結果とシミュレーション結果を比較したものである。水位については、ピーク時の実測データが一部欠測しているため、マンホールに残された痕跡とシミュレーション結果を比較した。これより、地表面貯留を考慮した場合には、痕跡レベルと一致している。しかし、地表面貯留を考慮しない場合には、水位は地盤高を上回っており、この降雨時に大規模な浸水被害がない事実を考えると、過大なピーク流量を与えているものと考えられる。流量についても水位と同様、地表面貯留を考慮した場合において良好な結果が得られた。

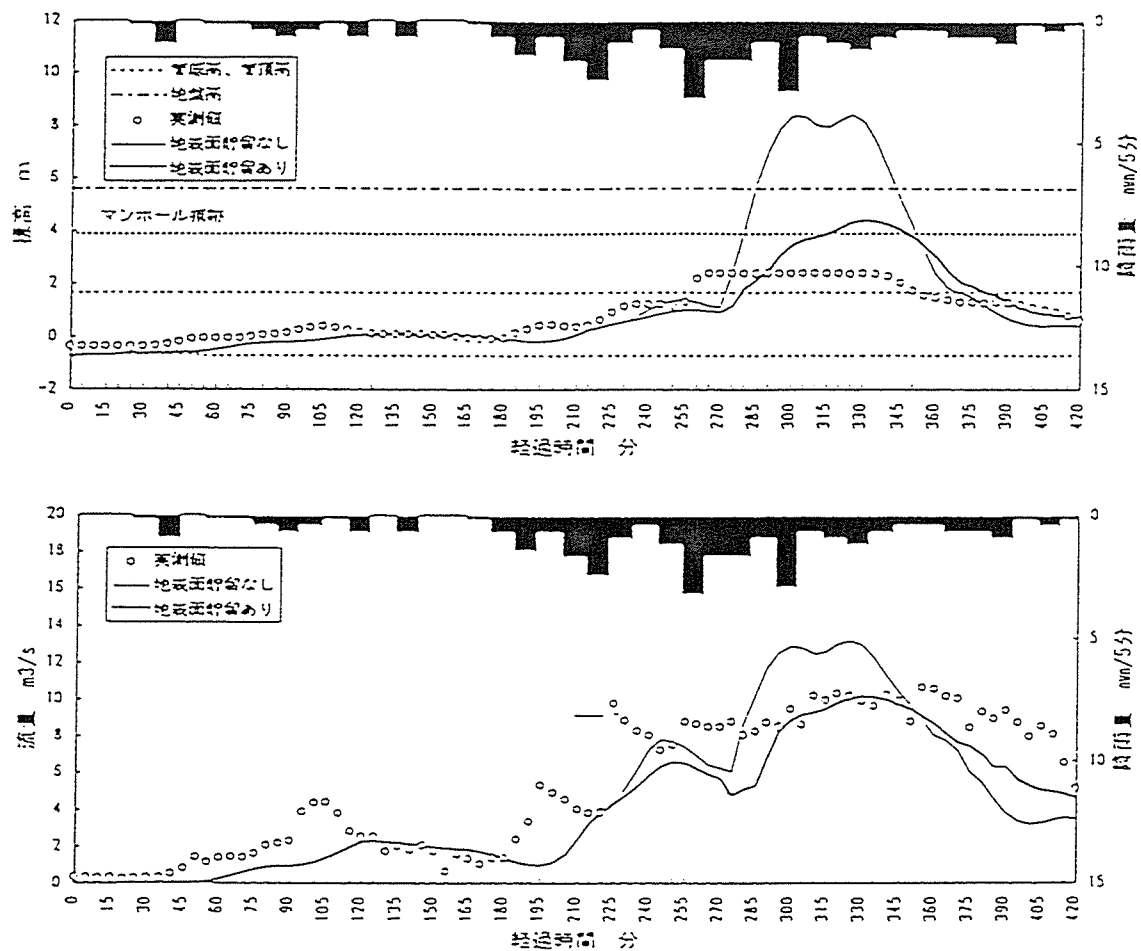


図 2-3-8 実測調査結果とシミュレーション結果の比較（幹線部）

2. 4 ネットワーク流量解析法²⁰⁾

都市化の進行による流出率の上昇、洪水到達時間の減少から本川流量の増大およびピーク流量の先鋭化の著しい流域が数多くみられる。一方、内水流域についても、都市化の影響により流出量が増大し、前述の本川流量の増大に伴う水位上昇との関連から自然排水が困難となっており、ある程度の湛水を許容するポンプ排水とせざるを得ない状況が生じている。しかしながら、都市化の著しい流域については、生活環境の保全及び都市機能の維持を図るうえでも湛水の発生そのものが許容されないという社会情勢になっている。したがって、このような内水流域にあたっては、内水河川の改修に加え雨水の貯留施設あるいは雨水浸透施設といった流出抑制施策の導入を図り内水流域全体としての治水対策を総合的に推進することが重要な課題と考えられる。また、内水による被害は内水域全体に及ぶことは稀であり、むしろ流域内に点在する特徴を有する。このようなことから、内水流域における総合的な治水対策を計画するにあたって必要とされる内水流出解析としては、流出抑制施設の効果を把握できること、ならびに河道網（水路含む）全体の流出の挙動が把握できることが重要かつ不可欠であろう。さらに、内水排除計画の立案にあたっては、種々の代替案を検討する必要があるため、流出解析モデルとしては操作性のよいものが要求される。

以上の観点により、本稿では、こうした内水流域における河川、排水路、下水道などから構成される水路ネットワークに対し、マトリックス演算を応用した実用的な雨水流出解析法を提案する。

2. 4. 1 モデルの基本的考え方

都市域における雨水流出モデルの具備すべき要件としては、流域の土地利用変化に伴う流出波形の変化を評価できること、面的に整備する施策（流出抑制施策）の効果を評価できること、ならびに分水路・排水路といった流域変更に対して容易に対処できること等が挙げられる。土地利用の変化に伴う流出波形の変化を表現する流出モデルとしては、2. 2および2. 3で提示したような従来より都市域において数多くの実績があり、かつ雨水浸透、現地貯留といった流出抑制手段を明示的にとり入れることのできる修正 RRL 法を用いることが一つの方法として有効と考えうる。また、現実の排水路形態をみると、分・合流点を有し、また放水路によって他流域へ山水を分離しているケースも多い。本研究では、このような複雑な排水系統を河道部をリンク、その分・合流点のノードするネットワークとしてとらえ、それらの連結状況をマトリックス（構造行列）で表現することによって、システムティックに雨水流出計算を行えるモデルを提案する。マトリックスを用いた流出計算は、Bettes et al⁶⁾による下水導管網のサーチャージ現象を考慮した流出モデル

(Wallingford Model) などにみることができる。しかしながら、これらは通常、樹枝状のネットワークのみを対象としており、本研究では、分水等を考慮したネットワークに対しても適用が可能な形でモデルを提案するものである。

2. 4. 2 モデルの定式化

(1) 排水系統ネットワークのモデル化

ネットワークモデルは分・合流点によって区切られるユニットの組合わせによって構成する。この際、分流点と合流点あるいは分・合流点と放流地点が一致することは許されず、この場合は、図 2-4-1 に示すような仮想水路（面積=0、到達時間=0）を想定する。このような条件のもとに、ネットワークを作成し、各ユニットに対して番号を 1 から順に設定する。さらに、下流に放流点をもつユニットだけを対象として番号を設定する。これらの番号は、上流から設定するなどといった制約はない。その例を図 2-4-2 に示す。

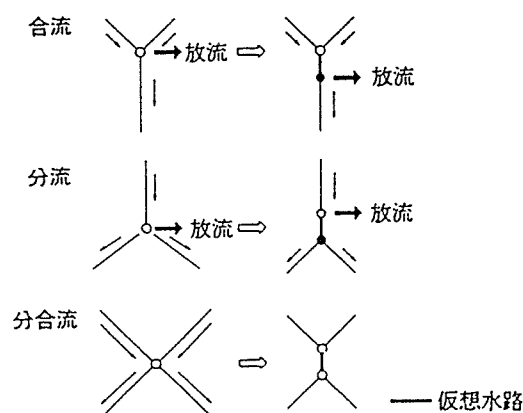


図 2-4-1 仮想水路の想定

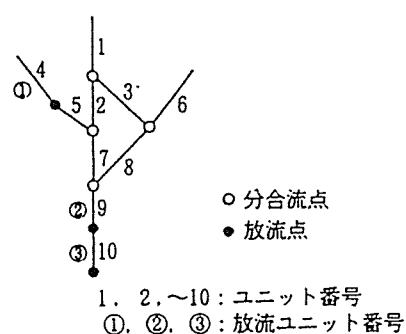


図 2-4-2 ネットワークモデル

(2) マトリックス流出解析

以上の準備のもとに、マトリックスを用いた流出解析モデルを記述していく。本手法では、まず次のようなユニット構造行列および放流ユニット構造行列を定義する。

① ユニット構造行列

$$E = \begin{pmatrix} e_{11} & e_{12} & \cdots & \cdots & e_{1\ell} \\ \vdots & & & & \vdots \\ \vdots & & & & \vdots \\ \vdots & & & & \vdots \\ e_{\ell 1} & e_{\ell 2} & \cdots & \cdots & e_{\ell \ell} \end{pmatrix} \cdots \cdots (2.4.1)$$

ここに、 e_{ij} ：ユニット j がユニット i の直上流の時 $e_{ij}=1$ 、その他の時 $e_{ij}=0$ 、ただし、ユニット $i1, i2$ がユニット j の下流であるとき（分水）各ユニットへの流量の配分比率を入れる。（ $e_{i1j}+e_{i2j}=1.0$ ）

②放流ユニット構造行列

$$M = \begin{pmatrix} m_{11} & m_{12} & \cdots & \cdots & m_{1m} \\ \vdots & & & & \vdots \\ \vdots & & & & \vdots \\ \vdots & & & & \vdots \\ m_{n1} & m_{n2} & \cdots & \cdots & m_{nm} \end{pmatrix} \cdots \cdots (2.4.2)$$

ここに、 m_{ij} ：放流ユニット (i) がユニット j であるとき 1、その他の時 0

今、ある時刻において、各ユニット下流での流量 Q_l が与えられたとすると、次の時点での各ユニットの上流からの流入量は Qu^* は、次式で表される。

$$Qu^* = Qu1^* + Qu2^* = E(I_l - M^t M) \cdot Q_l + Em^t \cdot g(MQ_l) \cdots \cdots (2.4.3)$$

ここに、 $Qu1^*$ ：放流ユニット以外からの流入量（ $i=1 \sim l$ ）

$Qu2^*$ ：放流ユニットからの流入量（ $i=1 \sim l$ ）

I_l ：単位行列

M^t ：放流ユニット構造行列 M の転置行列

g ：放流転での下流流量を定める関数

t ：転置オペレーター

こうして Qu^* を求めたのち、各ユニット下流での流量 Q_l を求める。 Q_l は、修正 RRL 法、貯留関数法のような任意の流出モデルによって求められる。この手順を繰り返すことにより、各時刻、各地点での上下流端流量、貯留量が算定される。ただし、(2.4.1)式に示したユニット構造行列は、分水施設が堰あるいはポンプ施設であり、流量規模によって分水量比が異なるため、時々刻々と変化していく。本手法の主な利点を以下に示す。

- ① 流出解析を通常の方法のように上流から下流に向かって行う必要がないためプログラム化が容易である。
- ② 分水路、放水路といった施策に対し、プログラムを修正する必要はなく、入力条件の E 、 M などを変更するのみである。
- ③ プログラムが系統的に構成できるため、サブシステム（修正 RRL 法）などの変更などによるプログラム修正が容易である。
- ④ 都市部での重要な内水対策と考えられる下水道の管渠ネットワークも含めて考

えることができ、またそれに伴う河道網の複雑さも計算機容量のみの問題として考えることが可能である。

2. 4. 3 モデルの適用事例

ここでは、2. 4. 2に述べたネットワーク雨水流出解析法を実際の内水域に適用し、その実用性を検討する。

(1) 適用流域の概要

図 2-4-3 に、H 内水域の概要を示す。この地域の雨水は、A 川、B 川、C 川によって下流端の K 排水機場に集められ、この排水機場より K 川に放流されている。また、この地区の山手部 a～g 地区は、近年住宅団地の開発が著しく、流出量の増大が懸念されているが、図中の地点に、雨水貯留池があり、K 排水機場への流入雨水量の軽減に貢献している。しかしながら、A 川流域の上流部においては今後とも宅地開発の進展が予想されることから、図中太破線で示したように、放水路の計画が進められている。雨天時においては、K 排水機場において降雨及び、1 時間毎の積算ポンプ場水量が記録されている。

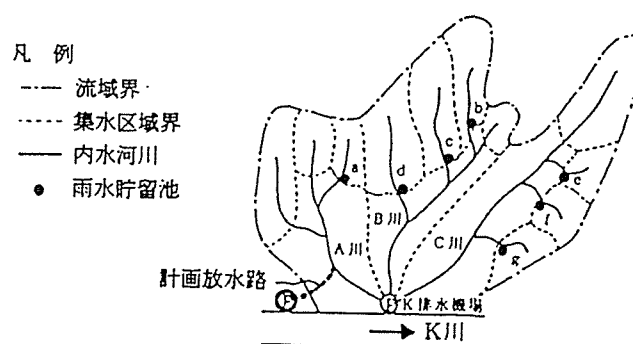


図 2-4-3 H 内水域の概要

(2) ネットワークのモデル化および計算条件

図 2-4-4 に、H 内水域のネットワークモデルを示している。図中、黒丸は図 2-4-3 に示す雨水貯留池であり、今回は簡単のため、下流へは一定量のみ流下するものとし、それを越える雨水の流出があった時は超過分がすべて貯留されるものとしてモデル化した。ユニット 5 の下流においては、将来放水路が計画されている。ユニット番号 21～27 は、仮想水路であり、集水面積、流下時間はともに考えない。表 2-4-1 に各ユニットの特性値を示している。

表 2-4-2 には、有効降雨モデルの設定値を示し、また、表 2-4-3 は、対象とする降雨特性

を示す。

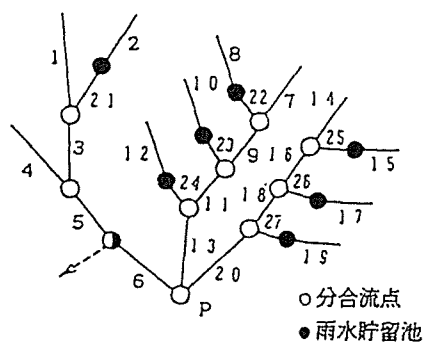


図 2-4-4 H内水域のネットワークモデル

表 2-4-1. ユニットの特性値

No.	面積 (ha)	不透透域 (%)	流下長さ (m)	流下時間 (分)	備 考
1	10.88	0.50	340	5.67	0.242 m ³ /s以上 貯留
2	9.51	0.39	710	11.83	
3	6.54	0.50	310	5.17	
4	8.69	0.51	780	13.00	
5	34.40	0.50	560	8.67	将来0.20 m ³ /s以上 放流
6	20.42	0.50	440	8.00	
7	8.45	0.50	370	6.17	
8	8.78	0.37	300	5.00	0.323 m ³ /s以上 貯留
9	8.22	0.50	380	6.33	
10	40.07	0.33	1310	21.83	0.241 m ³ /s以上 貯留
11	2.93	0.50	210	3.50	
12	29.60	0.42	1090	18.17	0.306 m ³ /s以上 貯留
13	7.99	0.50	500	8.33	
14	74.92	0.40	2400	40.00	
15	21.44	0.45	670	11.17	0.141 m ³ /s以上 貯留
16	18.18	0.50	580	9.67	
17	7.63	0.51	500	8.33	0.04 m ³ /s以上 貯留
18	6.58	0.50	400	6.67	
19	24.65	0.51	600	10.00	0.08 m ³ /s以上
20	36.36	0.50	880	14.67	
計	386.24	0.45	—	—	

表 2-4-2. 有効降雨パラメータ

	不透透域	不透透域
直接流出域比率	40 %	20 %
凹地貯留量	6.0 mm	2.0 mm
浸透能	—	10.0 mm/hr

表 2-4-3. 降雨特性

	降雨 A	降雨 B
総降雨量	92.5 mm	158.0 mm
10分強度	39.0 mm/hr	51.0 mm/hr
60分強度	14.0 mm/hr	34.0 mm/hr
降雨時間	40 hr	40 hr

(3) 計算結果

図 2-4-5 および、図 2-4-6 に、排水機場地点での雨水流出量の計算値と実測値を示している。どちらのケースも全体的な傾向は、計算値と実測値は良好な合致をみている。ただし、ピーク付近において若干誤差が見られる。これは、実測値としてポンプ場水量を用いているため、ポンプ井において急激に水位が上昇すると複数台運転を行い過剰に揚水することが影響したものと考えられる。

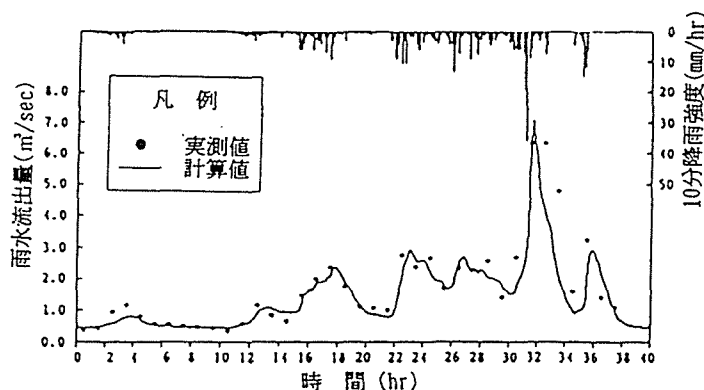


図 2-4-5 ポンプ場地点ハイドログラフ(降雨A)

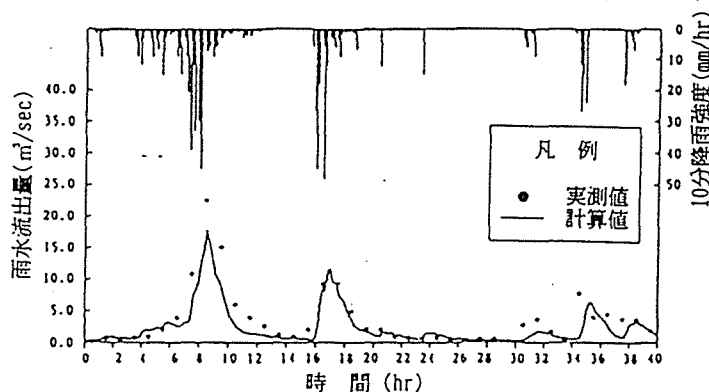


図 2-4-6 ポンプ場地点ハイドログラフ(降雨B)

表 2-4-4 は図 2-4-3 に示す雨水貯留池に貯留された雨水量を示している。降雨強度の小さい降雨 A では、総降雨量の 2.9%の貯留量であるが、降雨強度の大きい降雨 B では、総降雨量の 13.1%を貯留しており、流出抑制効果はかなり大きいことがわかる。

表 2-4-4 各貯留池における雨水貯留量

降雨	雨水貯留池 (単位: m^3)							合計	$V/\Sigma R$
	a	b	c	d	e	f	g	(V)	(%)
降雨A	199	181	2839	1617	2359	1363	1690	10248	2.9
降雨B	2772	2094	21700	14470	13260	5510	20080	79886	13.1

図 2-4-7 は、降雨 B について、図 2-4-4 に示すユニット 5 の地点から放水路を建設した場

合と現況でのハイドログラフを比較したものである。これによると、放水路の建設により、排水場地点ではピーク流量が約 $5\text{m}^3/\text{S}$ カットされ、また、総流入水量にして約 15% の減少をもたらすことが示された。

このような放水路建設の効果は、ネットワーク雨水流出モデルにおいては、構造行列の変更ならびに放流量関数の修正といった入力条件の簡単な変更で対処でき、計画案の評価に際しては、非常に有効である。

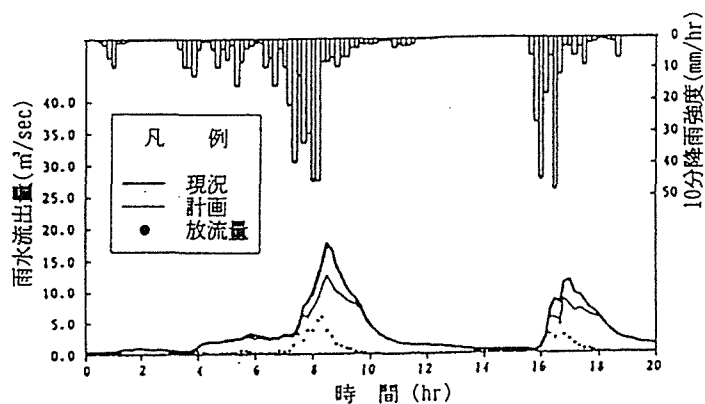


図 2-4-7 現況と放水路計画時のハイドログラフ

2. 5 モデルパラメータの実用的同定法²¹⁾

2. 5. 1 概 説

一般的に、都市化による流出特性の変化を考慮した場合、物理的な背景をもつモデルの採用が望まれる。これは、物理モデルであれば、パラメータを土地利用と関連づけ易いため、都市化による影響の分析が可能となるためであるが、通常物理モデルは貯留関数法のように、非線形微分方程式として記述されることから、パラメータの決定は試行錯誤的となり、一般に、その作業は簡単なものではない。そして、パラメータの数が増えるにつれ、作業量も幾何級数的に増大し、さらに、土地利用の変化が著しい流域ではパラメータの値も変化し、頻繁にこうした作業が要求されることになる。そのため、本章では、第2節において、非線形汎関数方程式の数値解法の1つである準線形化の導入を図る。同手法は、Bellmanらにより提案されたもので、ニュートン・ラプソン法の関数空間への一般化といえ、その有効性は未知のパラメータを含む非線形常微分方程式のパラメータ決定において特に発揮される。すなわち、同手法では非線形常微分方程式を線形化することにより、パラメータ決定問題を線形常微分方程式の初期値決定問題のくり返し過程に埋没させることになる。従って、非線形常微分方程式の直接的な求解を必要としないため、計算が単純化される。また、パラメータ以外の変数に対し、初期条件が与えられない場合や、信頼性に欠ける場合についてもその初期値をパラメータと同様に決定できる。さらに、くり返し過程は2次の収束速度を持つことが示され、計算時間も比較的短く、初期仮定解の適切な設定により試行錯誤的要素を必要としない点が利点として挙げられる。しかしながら、解の収束性に関しては初期仮定解の設定や微分方程式の構造的特色に規定されて必ずしも良好とはいえない点が指摘されている。

なお、実用的にはパラメータの概略の値は物理的考察から予見される場合が多く、その範囲での探索を行うことが適切な場合が多い。このため、本研究では準線形化アルゴリズムに非線形制約条件付最適化手法を導入することにより収束性改善のための検討を行う。

2. 5. 2 準線形化によるパラメータ同定

(1) 準線形化による非線形微分方程式の求解手順

今、非線形微分方程式系

$$\frac{dx}{dt} = f(x, t) \dots\dots\dots (2.5.1)$$

を考える。Bellmanは(2-5-1)式をそのまま求解せず、問題を次のような線形微分方程式系のくり返し問題に埋没させることを提案した。これが一般化されたニュートン・ラプソン法、

あるいは準線形化と呼ばれるものである。

$$x^{(n+1)} = f(x^{(n)}, t) + J(x^{(n)}) \cdot (x^{(n+1)} - x^{(n)}) \cdots \cdots (2.5.2)$$

ここに、n はくり返し回数、J はヤコビアン行列を示す。

ところで、(2.5.2)式は積分すると、

$$x^{(n+1)} = \int_0^t \left\{ f(x^{(n)}, t) + J(x^{(n)}) \cdot (x^{(n+1)} - x^{(n)}) \right\} dt \cdots \cdots (2.5.3)$$

また、

$$x = \int_0^t f(x, t) dt \cdots \cdots (2.5.4)$$

であるから、(2.5.3)、(2.5.4)から、

$$x - x^{(n+1)} = \int_0^t \left\{ f(x, t) - f(x^{(n)}, t) - J(x^{(n)}) \cdot (x^{(n+1)} - x^{(n)}) \right\} dt \cdots \cdots (2.5.5)$$

一方、

$$f(x, t) - f(x^{(n)}, t) = J(x^{(n)}) \cdot (x - x^{(n)}) + O\left((x - x^{(n)})^2\right) \cdots \cdots (2.5.6)$$

ただし、O は 2 次以上の微小項であるから、(2.5.6)を(2.5.5)に代入して次式が得られる。

$$x - x^{(n+1)} = \int_0^t \left\{ J(x^{(n)}) \cdot (x - x^{(n)}) + O\left((x - x^{(n)})^2\right) \right\} dt \cdots \cdots (2.5.7)$$

ここで、 t_f を t の上限としてノルムをとると、

$$\|x - x^{(n+1)}\| \leq K \cdot t_f \cdot \|x - x^{(n+1)}\| + L \cdot t_f \|x - x^{(n)}\|^2 \cdots \cdots (2.5.8)$$

を満たす定数 K、L が存在し、次式が得られる。

$$\|x - x^{(n+1)}\| \leq \frac{L \cdot t_f}{1 - K \cdot t_f} \|x - x^{(n)}\|^2 \cdots \cdots (2.5.9)$$

(2.5.9)式は t_f を十分小さくすると誤差は2次の速さで減少し、収束が早いことを示している。さらに、一般化されたニュートン・ラプソン法において微分作用素 $\left(\frac{d}{dt} - J(x^{(n)})\right)$ が正値かつ $f(x, t)$ が凸であれば単調収束性が保証される。

(2) 準線形化による定数決定アルゴリズム

準線形化は、非線形汎関数方程式の数値解法の1つであり、非線形常微分方程式を一般化されたニュートンラプソン公式によって線形化することによりパラメータ決定問題を線形常微分方程式の初期値決定問題のくり返し過程として取り扱う。図 2-5-1 に準線形化手法による定数決定アルゴリズムを示す。一般に物理現象を対象とする場合、対象とするパラメータは物理性により制約を受ける場合が多く、その場合には最適化手法として非線形計画法の導入が有効であることが示されており、試行探索法的一种であるコンプレックス法の適用が有効である。また、制約条件を設けない場合は、最小二乗法による最適化手法が用いられる。

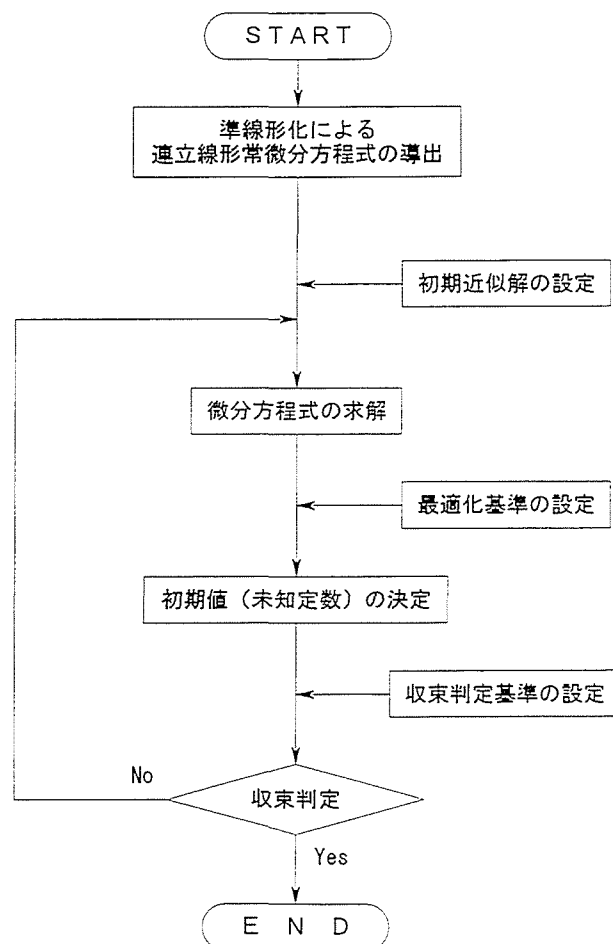


図 2-5-1 準線形化による定数決定アルゴリズム

2. 5. 3 貯留関数法への適用事例

一般に、洪水の流出モデルとして貯留関数法が多用され、その実用性は広く認識されているところである。その基礎式は次式で表される。

$$\frac{dS}{dt} = r_e - q(t + T_\ell) \quad \dots\dots\dots(2.5.10)$$

$$S = k \{q(t + T_\ell)\}^p \quad \dots\dots\dots(2.5.11)$$

ここに、 S ：貯留量、 r_e ：有効降雨、 q ：流出量、 k ：定数、 T_ℓ ：遅滞時間である。

このように、貯留関数法においては、遅滞時間がモデル式に陰に含まれており、これを含めた自動的な定数決定を困難にしている。ただし、中小河川流域における遅滞時間は高々数時間程度とみなせるため、テイラー展開を用いて遅滞時間を陽なパラメータとして記述できるものと仮定する。

すなわち、

$$\frac{dS}{dt} = r_e - \left(q + T_\ell \dot{q} \right) \quad \dots\dots\dots(2.5.12)$$

$$S = k \left\{ q + T_\ell \dot{q} \right\}^p \quad \dots\dots\dots(2.5.13)$$

以下では、まず、上記の遅滞時間を陽なパラメータとして記述した流出モデルの実用性に関して準線形化を用いた定数同定により考察する。ついで、準線形化手法の実用性の検討として、収束性、精度及び計算所要時間等の観点から検討を行った結果について述べる。

(1) 流出モデルの実用性に関する検討

ここでは、遅滞時間を考慮した貯留関数法(2.5.12)、(2.5.13)式の実用性について数値実験的な検討により考察を加える。検討の方法としては、図 2-5-2 に示すように、三角形降雨波形を与え、任意の貯留関数に対する流出波形を求め、その結果を設定した遅滞時間だけ、時間的に平行移動した流出波形に対して未知パラメータの同定を行うことから、提示したモデルの妥当性を検討する。なお、遅滞時間を考慮した貯留関数法(2.5.12)、(2.5.13)式についての一般化されたニュートンラプソン公式により展開した結果を〔Appendix〕示している。

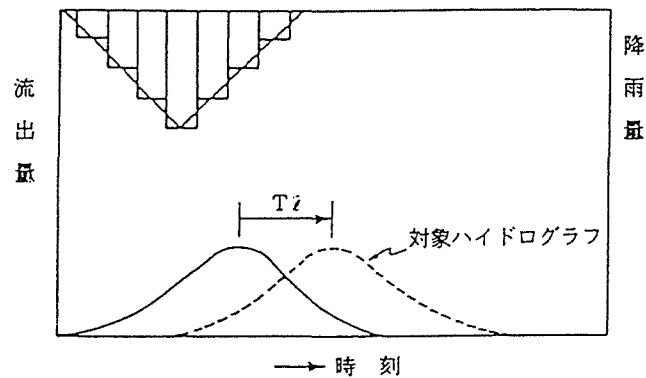


図 2-5-2 検討対象ハイドログラフの設定方法（模式図）

計算ケースは表 2-5-1 のとおりである。

表 2-5-1 計算ケース一覧

	k	T_i	P	ピーク 降雨量	降雨継 続時間	ピーク 位 置	計算時 間間隔	初 期 流出量	最適化手法
(単位)	—	hr	—	mm/hr	hr	—	hr	mm/hr	—
設定値	20	1.0	0.6	20	9	0.5 中央集中型	1/8	0.2	コンプレックス法
	30	2.0							
	40	3.0							

また、目的関数は、流出高に関する重みにつき累計自乗誤差

$$G = \sum_{t=0}^T \left\{ \frac{q(t) - \bar{q}(t)}{q(t)} \right\}^2 \rightarrow \min \quad \dots\dots\dots (2.5.14)$$

$q(t)$: 設定流量 $\bar{q}(t)$: 推定流量

とし、表 2-5-2 の制約条件下でコンプレックス法によりパラメータ決定を行う。なお、パラメータ決定手順は、図 2-5-1 に示したとおりであるが、準線形化の収束判定基準は、2%の許容誤差内で全てのパラメータが3回くり返されたとき収束とみなした。

図 2-5-3 は同モデルによる推定ハイドロ

表 2-5-2 パラメータの制約条件

パラメータ	下限値	上限値
$q(0)$	0.1	0.3
$\dot{q}(0)$	0.01	0.1
k	設定値-10	設定値+10
T_l	0.0	4.0

グラフと設定ハイドログラフを各ケース毎に示したものであり、各ケース毎にパラメータの設定値と準線形化による推定値を比較したものを表 2-5-3 に示す。まず、図 2-5-3 によると、遅滞時間が 1~2 時間では非常に精度の良い近似解が得られが 3 時間の場合についても k 値が大きい場合は、比較的良好な結果が得られていることが理解される。また、遅滞時間が 3 時間の場合、 k 値が小さい程、精度が悪化する傾向となっているが、中小河川では流域の貯留効果は小さいことから、 k 値も小さな値となるため、実用上の注意が必要となる。さらに、表 2-5-3 に示すとおり、パラメータの推定精度は概ね良好とみなせ、中小河川に対する同モデルの実用性を確認することができる。

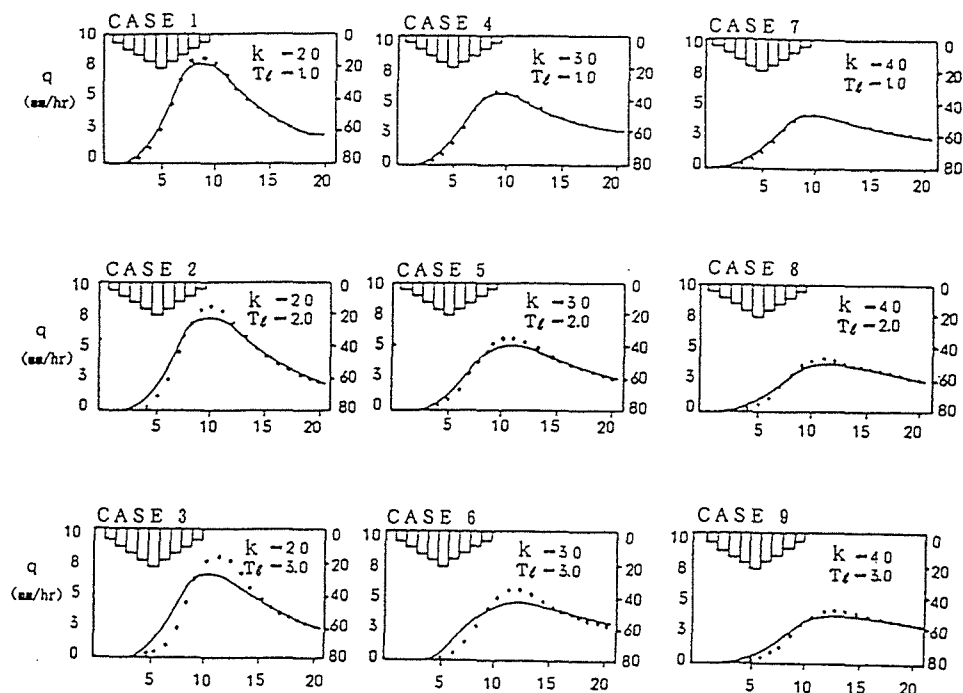


図 2-5-3 ハイドログラフ推定結果

表 2-5-3 パラメータ推定結果

Case No.	設定値		推定値		誤差 (累積誤差率)
	k	T_l	\hat{k}	\hat{T}_l	
1	20	1.0	19.93	0.86	0.813
2	20	2.0	17.56	2.29	2.890
3	20	3.0	17.56	3.06	19.050
4	30	1.0	29.93	0.86	0.523
5	30	2.0	27.56	2.29	1.095
6	30	3.0	27.09	3.7*	6.300
7	40	1.0	39.90	0.86	0.417
8	40	2.	37.56	2.29	0.581
9	40	3.0	37.56	3.06	4.095

*: 制約条件を変更して収束したケース

(2) 準線形化の実用性の検討

ここでは、準線形化によるパラメータ決定に対し、収束性、精度及び計算所要時間といった実用面に関しての検討を行う。関連する要因としては、計算上のテクニックとして、①計算時間ステップ、②最適化手法が挙げられる。また、実際の適用にあたっては、流域の特性が精度に影響を及ぼすと予想されることから、③ k 値、④遅滞時間 T_l といった流域特性要因が考えられる。そこで、本論では、実験計画法²⁴⁾ にもとづき、これらの要因を直交表に配置した実験を行うことによって、各要因と収束性、精度、計算所要時間との関連を示す。

各要因の水準は表 2-5-4 に示すように、計算時間ステップについては 4 水準、他の要因については 2 水準として設定した。要因の効果については主効果のみをみることとし、交互作用は無視するとして、各要因を L_{16} 直交表を用いて、表 2-5-5 のように割付けた。表 2-5-5 には、実験値として、収束の有無、誤差（平均誤差率）及び CPU タイムを併記している。

表 2-5-4 水準の設定

要 因	水 準			
	1	2	3	4
計 算 時 間 ス テ ッ プ	1 / 2 hr	1 / 4 hr	1 / 6 hr	1 / 8 hr
最適化手法	最小自乗法	コンプレックス法	—	—
k 値	20	40	—	—
T_l	1.0hr	3.0hr	—	—

表 2-5-5 要因配置及び実験結果

要因 列番号	k 値															実 験 値		
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	収束性	誤差(%)	CPU(sec)
実 験 番 号	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	○	0.3	39
	2	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	×	∞	∞
	3	1	1	1	2	2	2	1	1	1	1	2	2	2	2	○	3.8	25
	4	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	○	0.2	25
	5	1	2	2	1	1	2	2	2	2	2	1	1	2	2	×	∞	∞
	6	1	2	2	2	2	2	1	2	1	1	2	2	1	1	○	0.3	40
	7	1	2	2	2	2	1	1	1	1	2	2	2	1	1	○	0.5	50
	8	1	2	2	2	2	1	1	2	2	1	1	1	1	2	○	1.4	56
	9	2	1	3	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	×	∞	∞
	10	2	1	3	1	2	1	2	2	1	2	1	2	1	1	○	2.9	52
	11	2	1	3	2	1	2	1	1	2	1	2	2	1	2	○	3.9	38
	12	2	1	3	2	1	2	1	2	1	2	1	1	2	1	○	0.5	42
	13	2	2	4	1	2	2	1	1	2	2	1	2	2	1	×	∞	∞
	14	2	2	4	1	2	2	1	2	1	1	2	2	1	1	○	0.3	75
	15	2	2	4	2	1	1	1	1	2	2	1	2	1	1	○	0.4	97
	16	2	2	4	2	1	1	2	2	1	1	2	1	2	1	○	1.4	106

□：要因割付け列 ○：収束 ×：発散

なお、各ケースにおいて 20 回の初期仮定解の設定において収束しなかったものを発散したものとみなした。図 2-5-4～図 2-5-7 に、各実験値に対する要因の効果を示している。

これらの結果によれば、収束性については最適化手法の効果が大きく、コンプレックス法のほうが収束性が格段に高い。また、他の要因は収束性に関してはあまり効果が認められない。誤差についてみれば、計算時間ステップの效果に一定の傾向は見出せないが、最適化手法については最小自乗法、 k 値については大きい値のほうが誤差が小さい傾向にある。

ただし、コンプレックス法と誤差の関係は、計算の打ち切り基準に依存するもので、本質的な特性とはいえない。また、遅滞時間については $Tl=3$ とした場合、誤差が大きいことから、面積のわりに遅滞時間が大きすぎる流域では、誤差が大きいことが予想される。CPU タイムに関しては、当然のことながら、計算時間ステップが短いほど計算時間がかかることがわかる。

以上のことから、計算上のテクニックとしては、若干の打ち切り誤差を許せばコンプレックス法による最適化が収束性について優れている。また、計算時間ステップについては、CPU タイム以外についてはあまり影響がないことから、かなり粗くとっても支障がない。流域の特性については、 k 値が小さな中小河川では若干モデル同定誤差が大きくなる傾向を持つため十分な検討が必要となる。さらに、流域面積に対し大きすぎる遅滞時間を持つ流域では誤差が大きくなることが示されたが、一般の中小河川では問題とされないと考えられる。

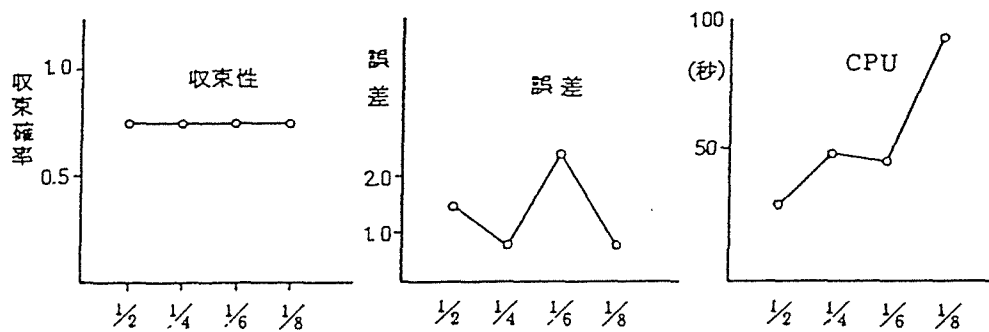


図 2-5-4 計算ステップと各要因効果

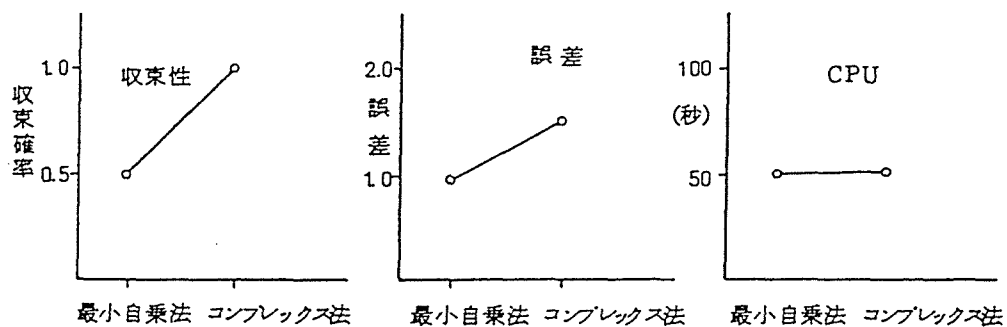


図 2-5-5 最適化手法と各要因効果

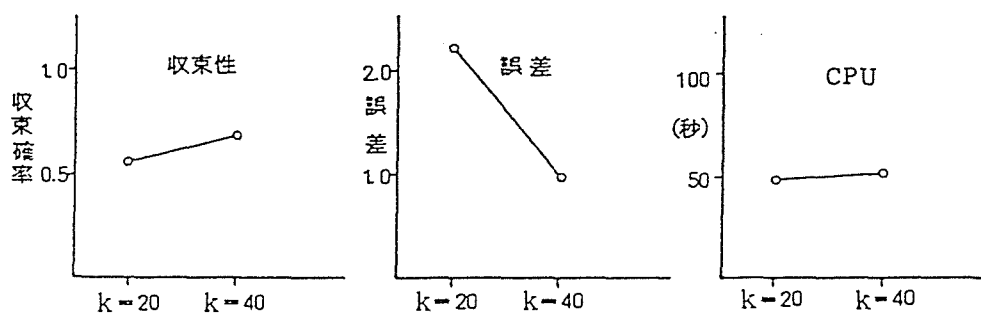


図 2-5-6 k 値と各要因効果

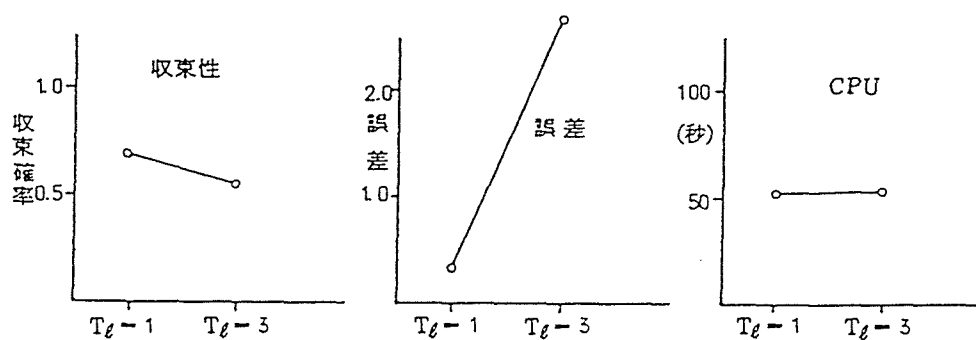


図 2-5-7 T_l と各要因効果

【Appendix】一般化されたニュートンラフソン公式による展開

$$\dot{x}_1^{(n+1)} = x_2^{(n+1)} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \dot{x}_2^{(n+1)} = & P^{-1} \cdot r_e \cdot (x_3^{(n)})^{-1} \cdot (x_4^{(n)})^{-1} \cdot (x_1^{(n)} + x_4^{(n)} + x_4^{(n)} \cdot x_2^{(n)})^{1-P} \\ & - P^{-1} \cdot (x_3^{(n)})^{-1} \cdot (x_4^{(n)})^{-1} \cdot (x_1^{(n)} + x_4^{(n)} \cdot x_2^{(n)})^{2-P} \\ & - x_2^{(n)} \cdot (x_4^{(n)})^{-1} \end{aligned} \quad (2)$$

$$+ (F_1, F_2, F_3, F_4) \cdot \begin{cases} x_1^{(n+1)} - x_1^{(n)} \\ x_2^{(n+1)} - x_2^{(n)} \\ x_3^{(n+1)} - x_3^{(n)} \\ x_4^{(n+1)} - x_4^{(n)} \end{cases}$$

$$\dot{x}_3^{(n+1)} = 0 \quad (3)$$

$$\dot{x}_4^{(n+1)} = 0 \quad (4)$$

$$\text{ここに、} [x_1, x_2, x_3, x_4] = [q, \dot{q}, k, T_e] \quad (5)$$

$$\begin{aligned} F_1 = & P^{-1}(1-P) \cdot r_e \cdot (x_3^{(n)})^{-1} \cdot (x_4^{(n)})^{-1} \cdot (x_1^{(n)} + x_4^{(n)} \cdot x_2^{(n)})^{-P} \\ & - P^{-1}(2-P) \cdot (x_3^{(n)})^{-1} \cdot (x_4^{(n)})^{-1} \cdot (x_1^{(n)} + x_4^{(n)} \cdot x_2^{(n)})^{1-P} \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} F_2 = & P^{-1}(1-P) \cdot r_e \cdot (x_3^{(n)})^{-1} \cdot (x_4^{(n)})^{-1} \cdot (x_1^{(n)} + x_4^{(n)} \cdot x_2^{(n)})^{-P} \cdot x_4^{(n)} \\ & - P^{-1}(2-P) \cdot (x_3^{(n)})^{-1} \cdot (x_4^{(n)})^{-1} \cdot (x_1^{(n)} + x_4^{(n)} \cdot x_2^{(n)})^{1-P} \cdot x_4^{(n)} \\ & - (x_4^{(n)})^{-1} \end{aligned} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} F_3 = & P^{-1} \cdot r_e \cdot (x_3^{(n)})^{-2} \cdot (x_4^{(n)})^{-1} \cdot (x_1^{(n)} + x_4^{(n)} \cdot x_2^{(n)})^{1-P} \\ & + P^{-1} \cdot (x_3^{(n)})^{-2} \cdot (x_4^{(n)})^{-1} \cdot (x_1^{(n)} + x_4^{(n)} \cdot x_2^{(n)})^{2-P} \end{aligned} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} F_4 = & -P^{-1} \cdot r_e \cdot (x_3^{(n)})^{-1} \cdot (x_4^{(n)})^{-2} \cdot (x_1^{(n)} + x_4^{(n)} \cdot x_2^{(n)})^{1-P} \\ & + P^{-1}(1-P) \cdot r_e \cdot (x_3^{(n)})^{-1} \cdot (x_4^{(n)})^{-1} \cdot (x_1^{(n)} + x_4^{(n)} \cdot x_2^{(n)})^{-P} \cdot x_2^{(n)} \\ & + P^{-1} \cdot (x_3^{(n)})^{-1} \cdot (x_4^{(n)})^{-2} \cdot (x_1^{(n)} + x_4^{(n)} \cdot x_2^{(n)})^{2-P} \\ & - P^{-1}(2-P) \cdot (x_3^{(n)})^{-1} \cdot (x_4^{(n)})^{-1} \cdot (x_1^{(n)} + x_4^{(n)} \cdot x_2^{(n)})^{1-P} \cdot x_2^{(n)} \\ & + x_2^{(n)} \cdot (x_4^{(n)})^{-2} \end{aligned} \quad (9)$$

2. 6 結 語

本章では、下水道など排水設備が整備されているような既成市街地における雨水流出モデルについて検討した。

まず、既成市街地における雨水排水システムではマンホール等の貯留空間が点在していることから、それらの空間における貯留効果を明示的に表現できる雨水流出モデルを提案した。具体的には、まず、枝線管渠ネットワークを構成するすべてのマンホールと管渠を解析対象とした分布定数系の非定常水位・流量解析モデル（詳細モデル）を実際の枝線区域に適用し、多地点同時水位観測された結果と比較して十分な精度でサーチャージ状態を表現できることを示した。詳細モデルは、解析対象区域の内のすべての管渠要素を解析対象とすることから、現実的には費用と労力の面から、小規模な流域の解析に限られる。そのため、非満管時において流出実態とよく整合する修正RRL法をベースとして、マンホール貯留量をスロット貯留量に置き換え、その貯留量関数をマンホール密度、管渠密度等の流域特性により記述する集中定数系モデルの定式化を示した。集中定数系モデルと分布定数系モデルによる計算結果を比較すると、ピーク位置は若干ずれるもののおおむね流量波形は一致しており集中定数系モデルは、下水道の完備された流域における流出モデルとして有効であることが示された。ただし、ピーク位置が詳細モデルに比較して遅れて生ずる点が課題として残されており、圧力波伝播速度を内部化したモデル化を検討する必要がある。

2. 3では、修正RRL法のサブモデルの1つである浸透域からの流出現象について検討した。従来、高度に都市化された地域における流出解析手法としては、修正RRL法が多用されており、流出実態との適合性も比較的高いとされている。しかし、浸透域からの流出は、不浸透域からの流出に比較して効降雨モデルにおいて違いがあるものの流出プロセスは同様に取り扱われている。本研究では、浸透域では植生その他の影響によりかなりの遅滞効果があるという視点のもとに、浸透域からの流出モデルとして「Kinematic Waveモデル」を導入して、修正RRL法の適用性を高めた。提案された流出モデルは、浸透域が比較的多い住宅系土地利用地域において実施された流出実態調査の結果と比較された。その結果、浸透域における地表面貯留を考慮することにより適合性が高まることが示され、本研究で提案した流出モデルが不浸透面積率が比較的小さい流域における流出モデルとして実用的であることが示された。

2. 4では、内水流域における河川、排水路、下水道などから構成される水路ネットワークに対し、マトリックス演算を応用した実用的な雨水流出解析法を提案した。このモデルは、Kinematic近似が適用可能な水路網・管渠網における流量解析法であり、ネットワークシステムの流下能力診断の簡便な手法として位置づけられる。この手法を実際の内水域に適用して、十分な精度で流出実態を表現できることを示し、また、各種考えられる対策案の評価についても簡単な手続きで対応可能である点など、都市域における流出解析モデ

ルとしての有効性を明らかにした。

2. 5 では、流出モデルのモデルパラメータの実用的な同定手法として、準線形化手法を導入し、貯留関数法への適用によりその実用性を検討した。事例検討では、まず、貯留関数の遅滞時間をテイラー展開により陽的に記述し、遅滞時間が数時間の流域では十分な精度で近似できることを示した。次に、準線形化によるパラメータ決定に対して、収束性、精度および計算時間といった実用面に関しての検討を行った。その結果、収束性については、若干の誤差を許せば、コンプレックス法による最適化が優れている。k 値が小さな流域では若干モデル同定誤差が大きくなる傾向にあり、また、流域面積に対し大きすぎる遅滞時間を持つ流域では誤差が大きくなることが示された。準線形化によるモデル同定は、実測データが与えられれば、自動的に未知パラメータを推定できる手法であり、複数のパラメータを同時決定する必要がある場合には有力な手法であると考えられる。

【参考文献】

- 1) 山口高志・松原重昭・山守隆：都市流出調査－降雨損失機構の検討－、土木技術資料、vol. 13、No.10、1970.
- 2) 山口高志・松原重昭・山守隆：都市域における降雨流出調査第2報－修正 RRL 法による流出推定、土木技術資料、vol. 14、No.11、1973.
- 3) 日本下水道協会：下水道雨水調整池技術基準（案）、昭和 59 年 10 月.
- 4) 平井・飯野：雨水排水システム再整備計画における枝線部雨水流出モデル、NSC 研究年報、vol. 18、No. 1、1993.
- 5) Hirai, M., S.P. Zhang and K. Asada : Re-Construction Planning of Drainage System Considering Flow Detention Effect of Pipe Network, The 6th Int'l Conf. on Urban Storm Drainage, 1993.
- 6) Bettess et. al. : A Surcharging Model For Storm Sewer Systems, Proc. of 1st International Conf. on Urban Storm Drainage, 1987.
- 7) 豊國・渡辺：都市流出シミュレーションモデルとその調査流域への適用、第 29 会水理講演会論文集、pp. 43～48、1985.
- 8) 森野・蔵重・大森：サーチャージを考慮した修正 RRL 法による流量、水位解析手法（MATRO）の提案、土木学会第 42 回年次学術講演会、昭和 62 年
- 9) 前出 4)
- 10) 前出 5)
- 11) Cunge et. al. : Mathematical modeling of complex surcharge systems, Proc. 3rd Int. Conf. on Urban Storm Drainage, vol. 1、pp. 363～373、1984.
- 12) 渡辺・石丸：マンホールの圧力開放効果を利用したサーチャージ流出の実用的な解析手法、水工学論文集、第 36 巻、pp. 653～658、1992.
- 13) 川口・平井・飯野：浸透域における地表面貯留を考慮した修正 RRL 法の適用性、水文・水資源学会年次発表会、1995.

- 14) 例えば、東京都下水道局：合流式下水道改善対策に関する調査総括報告書、昭和 61 年、日本下水道協会：下水道雨水調整池技術基準（案）
- 15) 橋本健、長谷川正：土地利用変化を考慮する流出モデル、土木技術資料、vol. 19、No. 5、1978.
- 16) Sueishi, T. : Run-off estimation in storm sewer system using equivalent roughness、土木学会論文集、第 91 号、pp. 41～54、1963.
- 17) 寺西靖治：合理法、等価粗度法による市街地雨水流出観測値の解析、下水道協会誌、第 5 巻、第 49 号、pp. 12～20、1968.
- 18) 例えば、高山成美：河川地形、共立出版、pp. 65～67.
- 19) 杉山弘信・角屋睦：貯留関数モデル定数に関する一考察、土木学会論文集、第 133 号
- 20) 蔵重俊夫・平井真砂郎：内水排除計画におけるネットワーク雨水流出解析手法の提案、第 31 回水理講演会論文集、1987.
- 21) 森野彰夫・蔵重俊夫・平井真砂郎：遅滞時間を考慮した貯留関数の同定問題、NSC 研究年報、vol. 14、No. 1、1988.
- 22) Bellman, R. and Kalaba, R. : Quasilinearization and Nonlinear boundary Value Problems, American Elsevier, New York, 1965.
- 23) 萩原良巳・中川芳一・蔵重俊夫：準線形化の河川計画への適用に関する研究、NSC 研究年報、VOL. 12、No. 1、1984.
- 24) 例えば、田口玄一：実験計画法（上）（下）、丸善、1977.

3. 幹線ネットワーク流量・水位解析手法に関する研究

3. 1 概 説

近年、東京都の地下河川や大阪のなにわ大放水路計画に代表されるように都市域の雨水排除施設の大規模化・大深度化が進んでいる。表 3-1-1 は、下水道大規模幹線の計画・実施事例をとりまとめたものである。

表 3-1-1 下水道事業で実施される大規模幹線の事例^{1) 2) 3)}

市	名称	管渠諸元	排水量	揚程	備考
大阪市	天王寺弁天幹線	φ 2,300~6,000mm,L=8.2km	57.5m ³ /s	約 3 0 m	完成
大阪市	なにわ大放水路	φ 3,500~6,500mm,L=8.5km	73.0m ³ /s	約 4 0 m	一部供用開始
大阪市	土佐堀津守幹線	φ 1,100~6,250mm,L=5.4km	87.0m ³ /s	約 3 0 m	一部供用開始
大阪市	淀の大放水路	φ 3,000~6,000mm,L=6.5km	51.0m ³ /s	約 1 5 m	実施中
		φ 4,000~7,500mm,L=10.0km	105.0m ³ /s	約 4 9 m	
広島市	千田雨水幹線	φ 4,500~5,750mm,L=3.8km	53.0m ³ /s	約 3 0 m	実施中
横浜市	新羽末広幹線	φ 2,800~8,000mm,L=19.6km	貯留管運用		実施中
横浜市	小机千若幹線	φ 3,500~8,500mm,L=7.7km	貯留管運用		実施中
川崎市	渋川雨水貯留管	φ 10,400mm,L=2.56km	貯留管運用		実施中
川崎市	江川雨水貯留管	φ 8,500mm,L=1.49km	貯留管運用		実施中

こうした雨水排除施設の大規模化・大深度化の背景には、地上部での稠密な土地利用の進展により河道拡幅といった対策は導入が困難であり、また、地下にあっても地下鉄等の地下構造物の錯綜によりより深い位置にその場を求めざるをえない状況にあることが挙げられる。地下河川や下水道の大規模雨水幹線は、計画される地域の状況により、様々な形態が考えられるが、水理状態による分類を概略図で示すと図 3-1-1⁴⁾ のようになる。東京地下河川や首都圏外郭放水路等の地下河川形式では、ポンプ併用圧力管方式が採用されている場合が多い。一方、上記の表 3-1-1 に示した大阪市や広島市の例のように下水道の大規模幹線計画では、下流端に大規模排水ポンプを設置し、開水路・圧力管混在方式で計画されている事例が多い。

こうしたポンプ併用型の大規模幹線施設の場合は、ポンプ場の運転方式によっては非定常性の強い現象が生じ、管路内でのサージングや場合によっては水位の急上昇・空気圧縮による管路施設の破壊・ポンプ場の水没等の被害を招くこともありうる。また、縦断形状については、既存の地下構造物の位置関係から、やむを得ず急勾配管路を導入せざるをえない状況もあり、常流・射流が混在する。また、開水路状態と閉水路状態が混在するといった複雑な流況の発生も想定される。さらに、既存管路施設からのオーバーフロー水を輸送・排除する増強管方式の場合は、増強管に取り込まれたオーバーフロー水が段波状になって下流のポンプ場に押し寄せる。この際、ポンプ施設のかけ遅れ等があるとポンプ場の


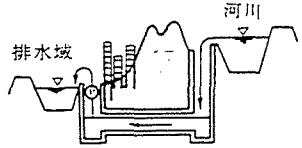
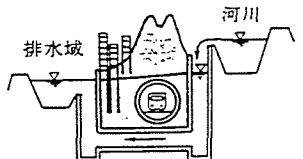
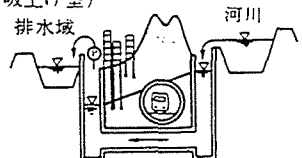
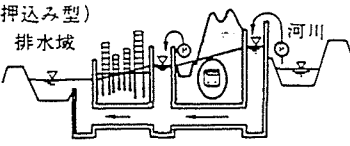
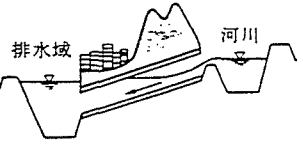
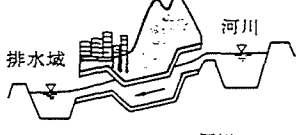
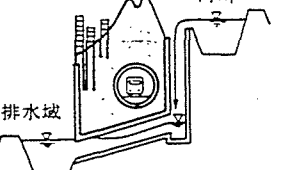
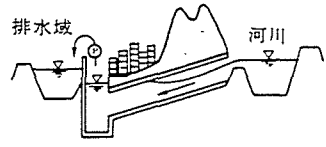
	自然流下	ポンプ使用
開水路方式	自然流下開水路方式 	ポンプ排水開水路方式 
圧力管方式	自然流下圧力管方式 	ポンプ併用圧力管方式 (吸上げ型)  (押し込み型) 
開水路・圧力管混在方式	自然流下圧力管方式   	ポンプ併用圧力管方式 

図 3-1-1 水理状態による地下河川の分類⁴⁾

水没等の危険性がある。その場合には、降雨予測・流量モニタリングを組み合わせポンプ運転を行うことが有効と考えられる。

こうした検討においては、模型実験によるアプローチと数値解析によるアプローチが考えられる。模型実験によるアプローチは、ゲート操作等によって生じる水面の動揺等の実際の現象を眼で確かめられるという面で非常に有効であると考えられるが、それに要する費用と労力は多大なものとなる。一方、数値解析によるアプローチは、現象を再現できる解析モデルが一旦構築された後は、境界条件、計算条件等を簡単に変更でき、数多くの条件のもとでの現象を数値的に表現できるというメリットがある。しかし、数値解析アプローチの前提は、実際現象を工学的な見地からみて充分再現できるという保証が必要である。

本研究では、上記したような地下河川や大規模幹線施設を対象とした場合に、特にポンプ場での運転管理とその影響が管路内にどのように伝播していくかを精度よくシミュレートできる水理解析手法を提案する。本研究では、精度と安定性に優れ、常流・射流が混在した流れを精度よく解くことのできる予測子修正子法の1種である MacCormack 法⁵⁾を用いて管路内の非定常現象を解析する分析モデルを提示する。この分析モデルを用いてポンプ運転の影響分析事例として降雨予測を組み込んだ場合の被害軽減効果の分析事例とポンプ運転に伴う管路内サージング解析の事例を示し、分析モデルの有効性・適用性を明らかにする。

3. 2 数値解析モデル⁶⁾

3. 2. 1 開水路流れと圧力流の混在する流れの解析方法

地下水路系の場合は、開水路流れと圧力流れの両者が混在し、なおかつ、下流端でのポンプ・ゲート操作の影響が上流側に伝播していくという非常に複雑な水理現象を示す。

開水路と閉水路の共存する非定常流は、“Free-Surface-Pressurized Flow”ともよばれ、これに関する研究は1930年代から行われている。このことは、この種の問題が実用上重要であることを示している。しかしながら、さまざまな流体機器を含む実用問題に関しては、開水路と閉水路の境界部分の取り扱いが難しく、現在も実用的なレベルでの汎用的なシミュレーション・プログラムの開発は困難な課題として残っている。⁷⁾

開水路と閉水路が共存する場合の非定常流の解析モデルとしては下記の2つに分類される。

1) Priessmann-Cunge-Wegner モデル⁸⁾

開水路と閉水路が共存する場合のもっとも簡単な解析モデルは管の上部にスロットがついていると仮定することである。図3-2-1にこのモデルを示す。もちろん、実際にはこのようなスロットはないのであるから、このようなスロットを仮定することは誤差を導入することになる。しかしながら、このスロットが管の断面積や径深に大きな影響を与えない程度に細いものであれば、実用上十分な精度での解析が可能である。

このようなスロットを設けることを仮定すると、閉水路はすべて開水路に置き換わったこととなり、開水路と閉水路の区別をする必要がなくなり、すべての領域を開水路として取り扱えばよいこととなる。すなわち、開水路の非定常流の解析に帰着する。スロットの幅は(1)式に示すように圧力波伝播速度と管渠断面積から設定される。

$$B_s = gA/c^2 \quad \text{ここに、} B_s: \text{スロット幅、} A: \text{管断面積、} c: \text{圧力波伝播速度} \quad (3.2.1)$$

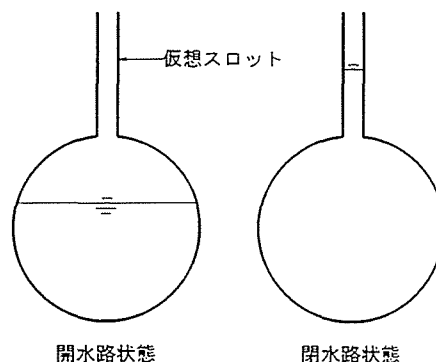


図 3-2-1 Priessmann-Cunge-Wegner モデル

2) Song-cardle-Leung モデル⁹⁾

Priessmann-Cunge-Wegner モデルでは全領域を開水路として取り扱うために、閉水路で発生する水柱分離現象や負の圧力の発生や空気だまりの発生などを取り扱うことができない。すなわちこのような現象が重要である場合には適用できない。このような場合は開水

路と閉水路を分けて計算し、開水路と閉水路の境界を適切に処理する必要がある。

このような解析モデルとして Song-cardle-Leung モデルがある。図 3-2-2 に境界近くのモデルを示す。この図からわかるように境界の移動に関連して6つの未知数がある。移動境界での境界条件は移動境界に固定した座標系のほうが取り扱いが簡単になる。Song-cardle-Leung モデルでは、特性曲線を用いて開水路と閉水路の解析を行う。

移動境界に関する処理は種々提案されているが、いずれにしても移動境界の取り扱いは難しく、計算誤差などによる不安定が発生しやすいため、工学的判断に基づく特別な処理がケース・バイ・ケースで必要となる。Song-cardle-Leung モデルは精緻なモデルであるが、実際の複雑な管路系に対しては、プログラミングが極めて複雑となる。また、特別処理を丁寧に行わないと計算誤差等が原因で計算が破綻する。実用的な汎用プログラムを開発するには、多少計算精度は劣っても、“タフ”で取り扱い易い、移動境界の数値解法の開発が必要である。

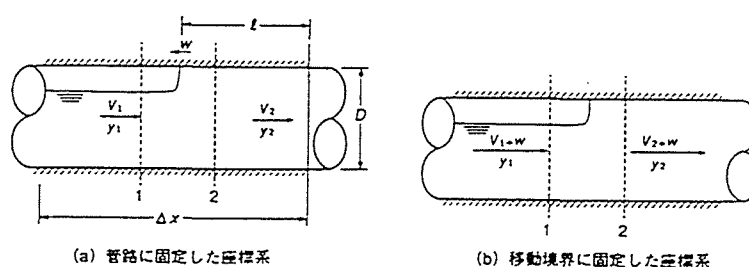


図 3-2-2 開水路と閉水路の境界近くのモデル

管路・開水路流れ境界面の伝播を考慮した非定常流解析法としては、細田ら¹⁰⁾による研究がある。細田らの解析法では、空気流も同時に解析する方法も開発されている。また、古川ら¹¹⁾は、無水状態と射流区間に対しては 2step Lax-Wendroff 法、常流区間および閉水路状態には特性曲線法を用い、閉水路と開水路の境界においてはスロットを仮定して解析手法の切り替えを行うモデルを提案している。しかしながら、解析途中で解析手法を切り替える手法では分・合流を有する複雑な管路ネットワークへの適用を考えた場合、種々の特別処理を想定しておく必要があり解析システム自体が極めて複雑になる。

本研究では、分・合流を有する複雑な管路系への適用性を考慮して Priessmann-Cunge-Wegner モデルを採用し、地下水路系でのサージ現象解析への適用性について検討する。なお、計算スキームについては、常流・射流が混在した複雑な流れにも適用でき、精度ならびに安定性の面で優れる MacCormack 法¹²⁾（以下、MC法と略す）による差分モデルを適用する。

3. 2. 2 基礎式および差分化

(1) 流れの基礎式

本研究では、閉水路区間については、管路上部にスロットを仮定することから、基礎式としては開水路に関するもののみとなる。一次元不定流の基礎式を保存則型で表せば下記のとおりである。

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial f}{\partial X} = b \quad \dots\dots\dots (3.2.2)$$

ここに、

$$U = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix}, f = \begin{pmatrix} Q \\ (P/\rho)_b + Q^2/A \end{pmatrix}, b = \begin{pmatrix} q \\ gA(S_z - S_f) \end{pmatrix}$$

A : 流水断面積、 Q : 流量、 P : 圧力、 ρ : 密度、 q : 横流入量、 g : 重力加速度、 S_z : 管路勾配、 S_f : 摩擦勾配 ($= n^2 Q |Q| / A^2 / R^{4/3}$)、 n : マニングの粗度係数、 R : 径深

(2) MC法による差分化

MC法は、時間 step 毎に荒い近似（予測子段階）とその修正（修正子段階）を繰り返す時間依存差分法の1種である。この手法は時間・空間方向に二次の精度を持ち、跳水等を含む計算や段波などの計算においても安定に解析できる。予測子段階、修正子段階の差分式は下記のように表される。

$$[\text{予測子段階}] : U_j^p = U_j^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} (F_{j+1}^n - F_j^n) + \Delta t b_j^n + V_j^n \quad \dots\dots\dots (3.2.3)$$

$$[\text{修正子段階}] : U_j^{n+1} = \frac{1}{2} (U_j^n + U_j^p) - \frac{\Delta t}{2\Delta x} (F_j^p - F_{j-1}^p) + \frac{1}{2} (\Delta t b_j^p + V_j^p) \quad \dots\dots (3.2.4)$$

ここに、 Δt : 計算時間間隔、 Δx : 距離に関する差分間隔、 n, p : それぞれ現時刻、修正子段階を表すサフィックス、 j : 距離ステップを表すサフィックス、 V : 人工粘性項

人工粘性項は、跳水を含む計算や段波などの計算を安定的に行うために導入するものであり、種々の形式が提案されているが、本研究では岡部ら¹³⁾の用いた下式を用いる。

$$\text{予測子段階} : V_j = -(D_{j+1} - D_j) \quad \dots\dots\dots (3.2.5)$$

$$\text{修正子段階} : V_j = +(D_j - D_{j-1}) \quad \dots\dots\dots (3.2.6)$$

$$\text{ただし、} D_j = Ku_{*j} h_j (U_{j+1} - 2U_j + U_{j-1}) \Delta t / \Delta x^2 \quad \dots\dots\dots (3.2.7)$$

(3) 差分モデルにおけるスロット幅の影響に関する検討

本解析モデルでは、閉水路はスロットを導入して開水路として表現する。ここでは、圧力波速度（スロット幅）の影響を検討するため、タンク流出における過渡現象の解析した事例を示す。具体的には、図 3-2-3 のような施設を想定し、静止状態から弁を急開し、定常状態にいたるまでの状況を解析する。

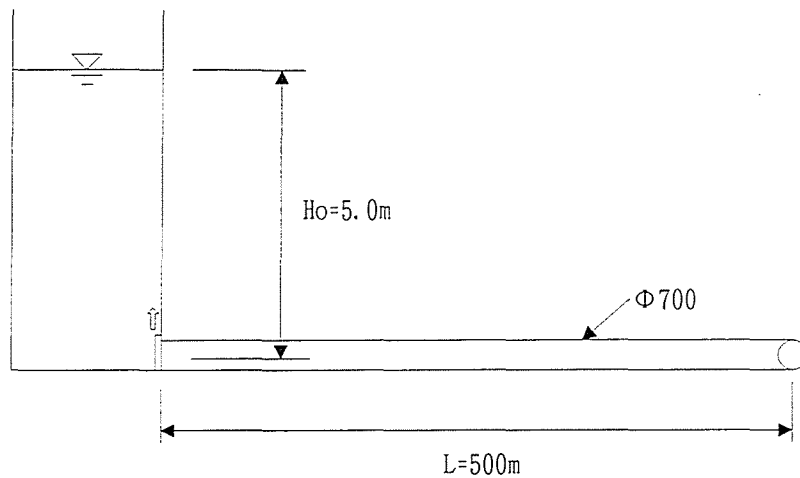


図 3-2-3 タンク流出の過渡現象解析の施設イメージ

タンク流出の解析解は、下記のように求められる。

加速度は、圧力と流れの抵抗によって次のように表される。

$$L \frac{dV}{dt} = gH_0 - gCV^2 \dots\dots\dots (3.2.8)$$

変数 V と t は次のように分離可能である。

$$\frac{dV}{H_0 - CV^2} = \frac{g}{L} dt \dots\dots\dots (3.2.9)$$

静止状態では、 $H_0 = CV_0^2$ （ただし、 V_0 は定常状態の流速）であるから、(3.2.9)式は、次のようにかかれる。

$$dt = \frac{L}{Cg} \frac{dV}{V_0^2 - V^2} \dots\dots\dots (3.2.10)$$

これより、次式が得られる。

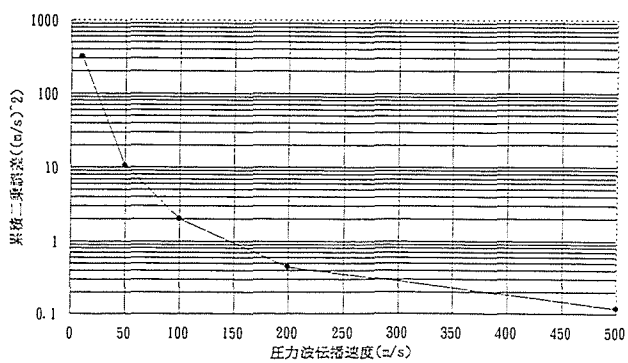
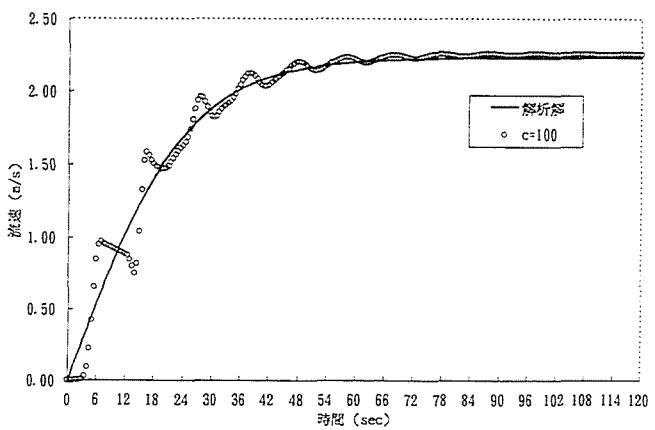
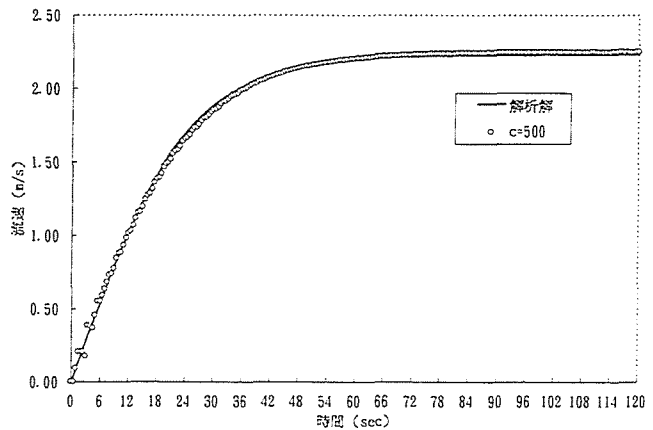
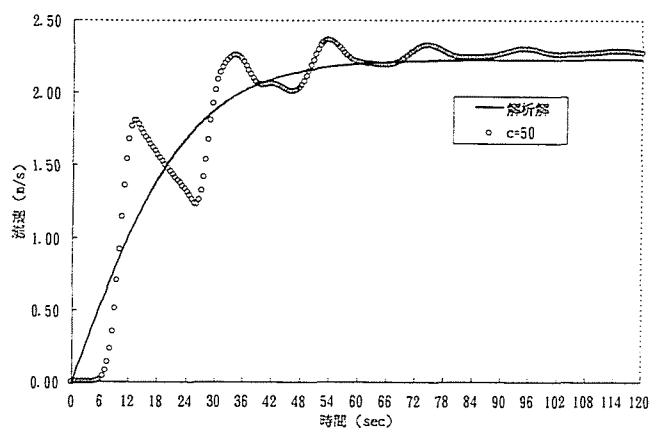
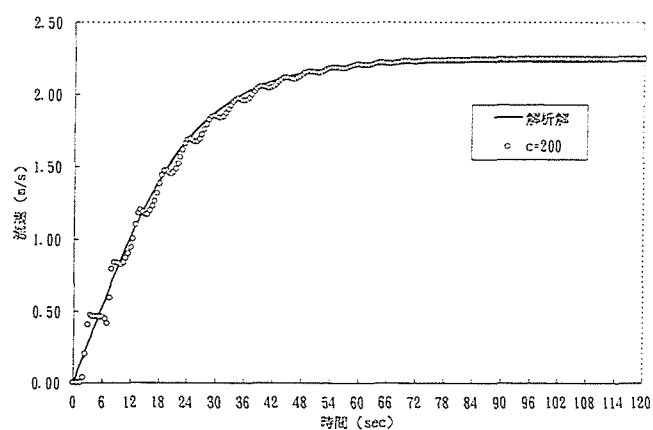
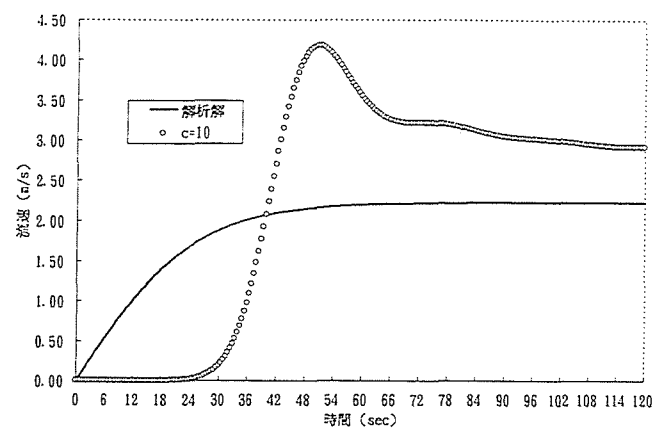
$$t = \frac{L}{2g} \frac{V_0}{H_0} \ln \left(\frac{V_0 + V}{V_0 - V} \right) \dots\dots\dots (3.2.11)$$

解析条件は、表 3-2-1 に示すとおりであり、図 3-2-4 に各解析ケースにおける下流端での流速の時間変化を解析解と比較して示す。

表 3-2-1 タンク流出数値実験の条件

	設定値	備考
初期条件	管路部：H=0.7m, V=0.0m/s タンク部：H=5.0m	
境界条件	上流端：水位一定(H=5.0m) 下流端：水位一定(H=0.7m)	Box スキームで流速を算定
差分間隔	dx=50m, dt=0.01sec	
検討ケース	圧力波速度を下記の 5 ケース設定 ① c=10m/s (Bs=37.710mm) ② c=50m/s (Bs=1.508mm) ③ c=100m/s (Bs=0.377mm) ④ c=200m/s (Bs=0.094mm) ⑤ c=500m/s (Bs=0.015mm)	スロット幅は下式で設定 $Bs = gA/c^2$ A: 管断面積(m ²)、c: 圧力波速度(m/s)

これによると、圧力波速度が大きくなるほど解析解との適合性は良好になることがわかる。参考のため、解析解と数値解の累積二乗誤差の変化を示している。圧力波速度が小さい場合は、流出波形は大きく動揺しながら定常状態に移行していく状況にある。圧力波速度を c=500m/s 程度にすると、流出初期に若干の動揺は見られるもののその後は解析解とよく一致している。なお、何れのケースにおいても計算は安定に行われており、段波等の極めて非定常な現象に対してのMC法の適用性は高いと判断できる。



压力波伝播速度	(m/s)	10	50	100	200	500
累積二乗誤差	(m/s) ²	315.424	10.434	2.018	0.443	0.117

図 3-2-4 タンク流出に対する数値実験結果

(4) 境界での計算方法

上記の(2)で示したMC法は、管渠内の各地点での水位・流量を解析するものであり、管路施設の上・下流端条件のもとで解かれることになる。ポンプ併用型圧力管方式の場合は、下流端でのポンプ施設および制水ゲート等の挙動を適切に組み込むことが精度のよい解析を行う場合に不可欠である。また、地下河川および大規模下水道幹線の場合には、雨水の取り込のための立坑が設置されるのが普通であり、この立坑部分は解析上、内部境界点となる。以下では、下流端条件、特にポンプ施設が設置される場合の条件設定方法と立坑部分での解析手法について述べる。

①ポンプ場が設置される下流端部分での解析手法

ポンプ併用型の下水道幹線の場合、一般的には、図 3-2-5 のような構造となっており、制水ゲート室、沈砂池、ポンプ井から構成される。

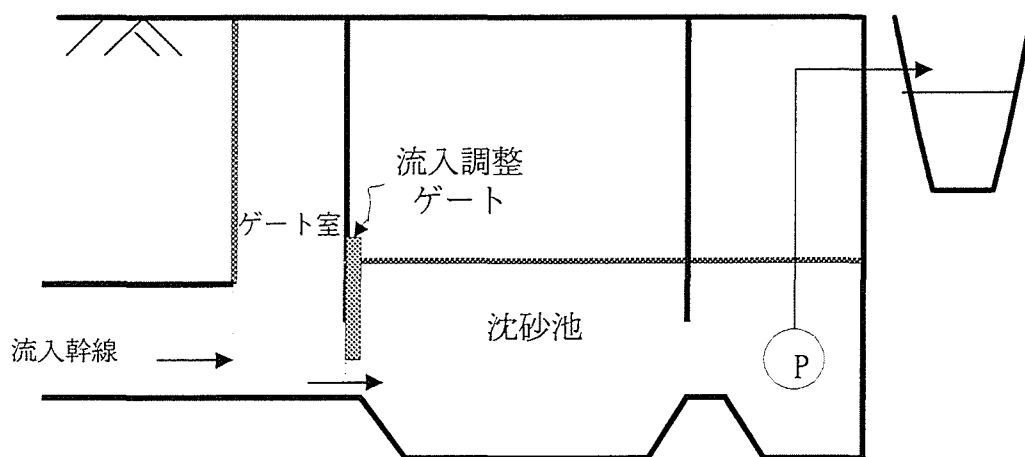


図 3-2-5 ポンプ場の一般的な構造

すなわち、通常の運転（計画排水量の範囲内）では、計画排水量で沈砂池水位がHWLとなるようにポンプ起動水位が設定され、基本的には沈砂池水位は危険水位以下に保たれる。しかし、計画排水量を越える過大流入があった場合には、沈砂池機械室の水没およびキャビテーションの発生を防ぐため、ポンプ場流入量（ゲート通過流量）が排水能力以下となるようにゲート開度を調整することになる。

このゲート調整は、以下に示すように幹線内水理挙動やポンプ運転操作に様々な影響を与える。

- ア) ゲート通過流量は幹線内水位、沈砂池水位、ゲート開度などの複数の要因に既定され、適切に流量制御することは困難な場合が多い。
- イ) 急流入時等にゲート閉鎖操作が送れると、沈砂池機械室の水没やキャビテーションが発生する可能性がある。
- ウ) ゲート調整を行うことによりゲート通過流量を変化させれば、幹線内水位の変動

(サージング)が発生する。特に、幹線が圧力状態である超過流入時のゲート調整は立坑水位等の急激な変動につながり、立坑等の人工蓋浮上原因となる。

エ) 精度的な問題から過度のゲート閉鎖（ゲートの閉めすぎ）発生は避けられないため、ポンプ場流入量が排水能力以下に抑制され、施設の有する浸水対策能力が低下する。

オ) 沈砂池水位上昇に対して、ポンプは吐出量増、ゲートは流入量減という命令を下す。沈砂池流入量に対してポンプ吐出量が過剰な場合には、急激な沈砂池水位低下が発生し、ポンプが複数台あるいは全台停止する危険性がある。

実際問題としては、上記のような問題が発生しないようにゲート操作ルールやポンプ運転ルールを設定する必要があり、その最適ルールを探索するためにもこれらの要因を評価できる下流端条件の設定が必要である。

図 3-2-6 に示す記号図のもとで、下流端条件は下記の連立方程式を解くことになる。この連立方程式によって求められたゲート室水位およびゲート通過流量を管路部解析の下流端条件とする。

$$\text{【ゲート室連続式】} \quad \frac{dS_1}{dt} = Q_p - q_g \quad \dots\dots\dots (3.2.12)$$

$$\text{【ゲート室水位】} \quad h_1 = f_{h1}(S_1) \quad \dots\dots\dots (3.2.13)$$

$$\text{【ゲート通過流量】} \quad q_g = f_{qg}(h, h_1, h_2, B) \quad \dots\dots\dots (3.2.14)$$

$$\text{【沈砂池連続式】} \quad \frac{dS_2}{dt} = q_g - q_{out} \quad \dots\dots\dots (3.2.15)$$

$$\text{【沈砂池水位】} \quad h_2 = f_{h2}(S_2) \quad \dots\dots\dots (3.2.16)$$

$$\text{【ポンプ吐出量】} \quad q_{out} = f_{qout}(h_2, t) \quad \dots\dots\dots (3.2.17)$$

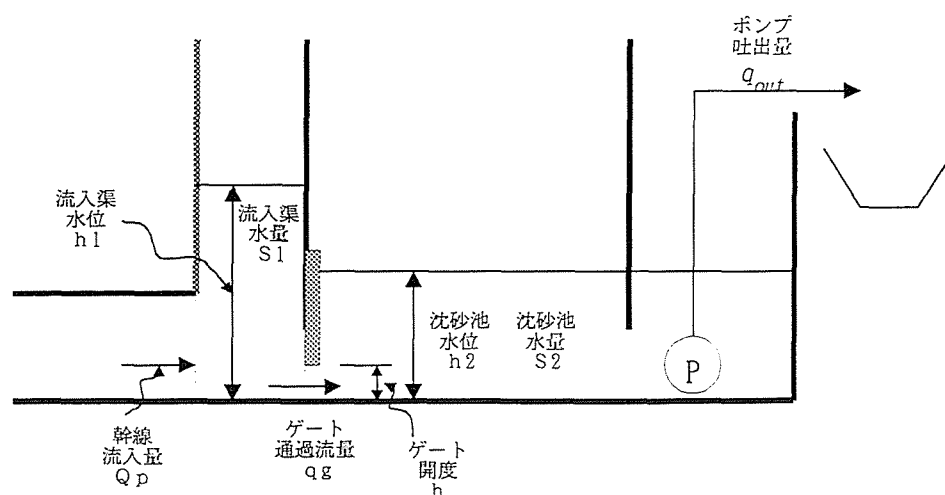


図 3-2-6 記号図

これらの式で、ゲート通過流量とポンプ吐出量が最も重要である。

あるゲート開度のもとでのゲート通過流量は、ゲート開度だけでなく流入渠水位と沈砂池水位に規定され、種々の状況が想定される。一般的には、流入渠水位と沈砂池水位の組み合わせに対して例えば下記の3つの式を使い分けることになる。

○完全流出：本間の式

$$Q = \mu_1 \cdot B \cdot h_1 \sqrt{2gh_1} \quad \mu_1 = 0.35 \quad \dots\dots\dots (3.2.18)$$

○もぐり流出：本間の式

$$Q = \mu_2 \cdot B \cdot h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad \mu_2 = 0.91 \quad \dots\dots\dots (3.2.19)$$

○スルースゲート流出：スルースゲート公式

$$Q = C \cdot B \cdot h \sqrt{2gh_1} \quad C = f(h_1, h_2) \quad \dots\dots\dots (3.2.20)$$

スルースゲート公式の流量係数 C は h_1 と h_2 の関係から求められる Henry の実験による値（図 3-2-7 参照）が用いられることが多いが、解析上非常に重要なパラメータであるため模型実験あるいは実施設での流量実績を基に関数関係を設定することが望ましい。

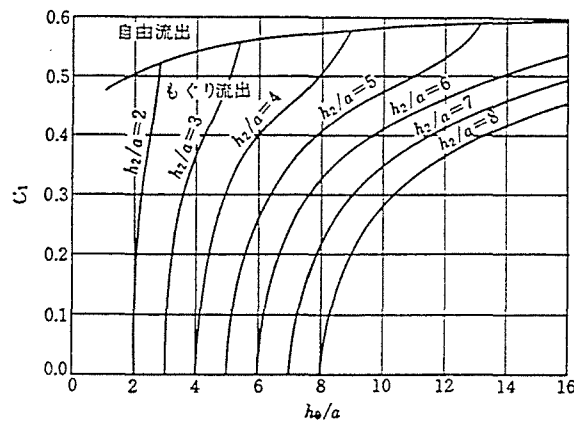


図 3-2-7 Henry の実験によるスルースゲートの流量係数¹⁾

一方、ポンプ吐出量は、ポンプ特性による全揚程曲線と、内外水位差から決まる実揚程、及び吸込み、吐出管路状況で決まる抵抗曲線の交点から求まることになる。

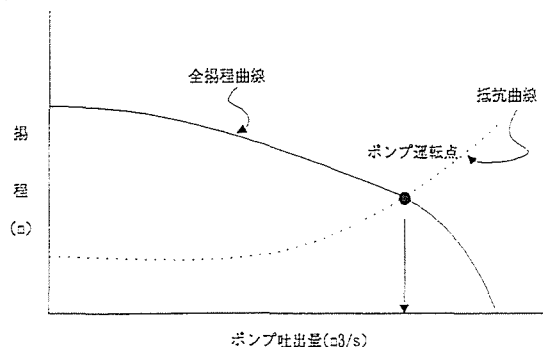


図 3-2-8 ポンプ吐出量の設定イメージ

また、雨水排水ポンプの場合の駆動方式として、ガスタービン発電や電動機が用いられる。こうした形式の場合、起動命令や停止命令を発動してから実際に計画値までポンプ能力が発揮されるまでにある程度の時間を要することになる。ガスタービン起動の場合の運転シーケンスの例を図 3-2-9 に示す。

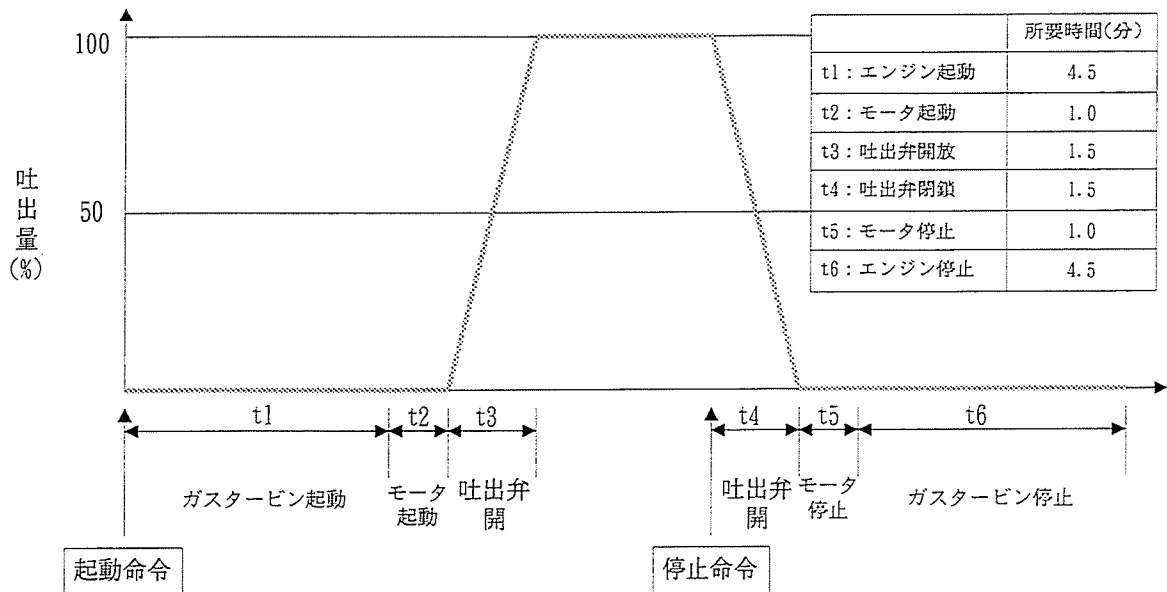


図 3-2-9 ガスタービン起動ポンプの場合のポンプ運転シーケンスの例

上記の例でいえば、起動命令からポンプ能力全開までに7分程度必要となる。こうしたポンプ運転シーケンスの影響は、段波状に流入してくる増補管方式の場合にポンプのかけ遅れ等の状況となる原因の1つであり、最近では、全速待機運転方式をとれるポンプを採用している事例もある。

いずれにしても、ポンプ排水方式を採用している施設での水理解析を行う場合においては、設置されているポンプの性能やポンプ運転シーケンス、吸込・吐出管路等の特性を十分に考慮しなければ、実際に生じている現象を十分に再現することはできない。

②立坑部における解析手法

大規模な地下水路系の場合は、数キロメートル間隔のオーダーで立坑が存在することが特徴である。大規模断面の地下水路系の場合は、その施工は通常、シールド工法で行われる場合が多く、発進及び到達地点に立坑が存在する。この立坑は、施工後は、管路施設の維持管理および雨水の流入立坑として機能する。水理的にはサージタンクとしての機能を有することになり、この効果を適確に表現できることが必要である。また、流入立坑として利用される場合には、流入幹線を含めたネットワーク施設として解析する必要があり、下記のようにノードにおける連続式と慣性項を無視した運動方程式を連立して解くことにより、ノードにおける水位と接する管渠の流量を求める。

ノードにおける水収支の基礎式は下記のとおりである。

$$\frac{\partial S}{\partial t} = \sum Q_{in} - \sum Q_{out} \quad \text{-----} \quad (3.2.21)$$

ここに、 S ：ノード貯留量 (m^3)、 Q_{in} ：流入量 (m^3/s)、 Q_{out} ：流出量 (m^3/s)

ただし、貯留量 S は水位の関数であり、地表面より上部については、例えば、勾配 1/100 の円錐型の貯留域形状をすると仮定する。

(16)式の差分化にあたっては、下記のように前進差分を適用する。

$$S^{n+1} = S^n + \left\{ \sum Q_{in}^n - \sum Q_{out}^n \right\} \Delta t \quad \text{-----} \quad (3.2.22)$$

新時刻のノードにおける水位は、(8)式より得られた新時刻の貯留量とノードにおける水位－貯留量関係より求める。すなわち、

$$H_{nd}^{n+1} = fn(S^{n+1}) \quad \text{-----} \quad (3.2.23)$$

ここに、 H_{nd}^{n+1} ：新時刻のノード水位、 $fn(S^{n+1})$ は貯留量から水位を求める関数であり、立坑の施設構造より設定できる。

管渠の上流端あるいは下流端の水位および流量は、管渠の接続状況により、落差のない場合と落差のある場合に分けて以下の差分式により解析する（図 3-2-10 参照）。

・ 落差のない場合 (diffusion analog 近似)

$$\begin{aligned} \text{上流側：} \quad h_i^{n+1} &= H_{nd}^{n+1} - Z_i + \xi \frac{(v_i^{n+1})^2}{2g} \\ Q_i^{n+1} &= \frac{1}{m} (R_{i-1/2}^{n+1})^{2/3} \left[\frac{(h_{i-1}^{n+1} + Z_{i-1}) - (h_i^{n+1} + Z_i)}{\Delta x} \right]^{1/2} A_{i-1/2}^{n+1} \end{aligned} \quad \text{-----} \quad (3.2.24)$$

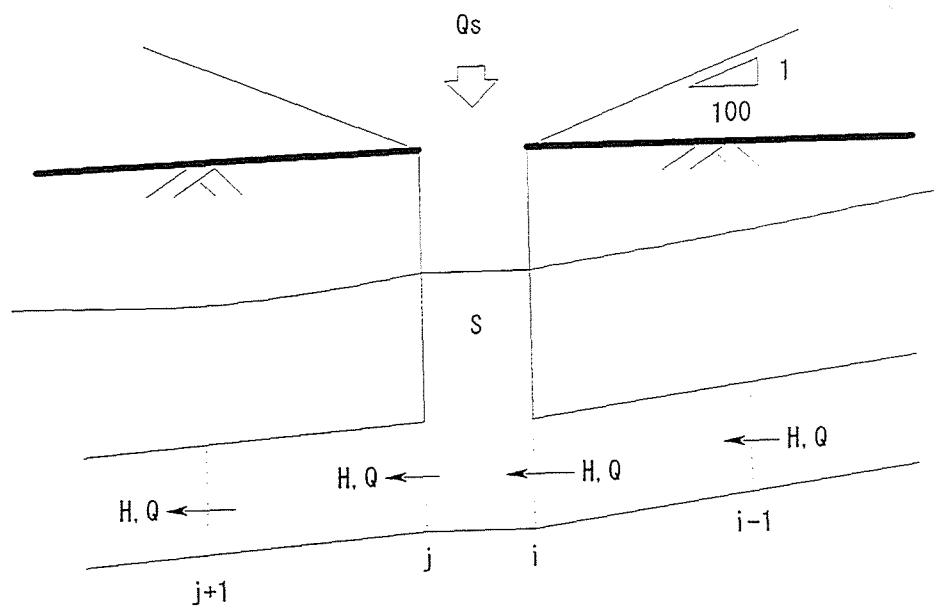
$$\begin{aligned} \text{下流側：} \quad h_j^{n+1} &= H_{nd}^{n+1} - Z_j - \xi \frac{(v_j^{n+1})^2}{2g} \\ Q_j^{n+1} &= \frac{1}{m} (R_{j+1/2}^{n+1})^{2/3} \left[\frac{(h_j^{n+1} + Z_j) - (h_{j+1}^{n+1} + Z_{j+1})}{\Delta x} \right]^{1/2} A_{j+1/2}^{n+1} \end{aligned} \quad \text{-----} \quad (3.2.25)$$

ここに、 m ：マンニングの粗度係数

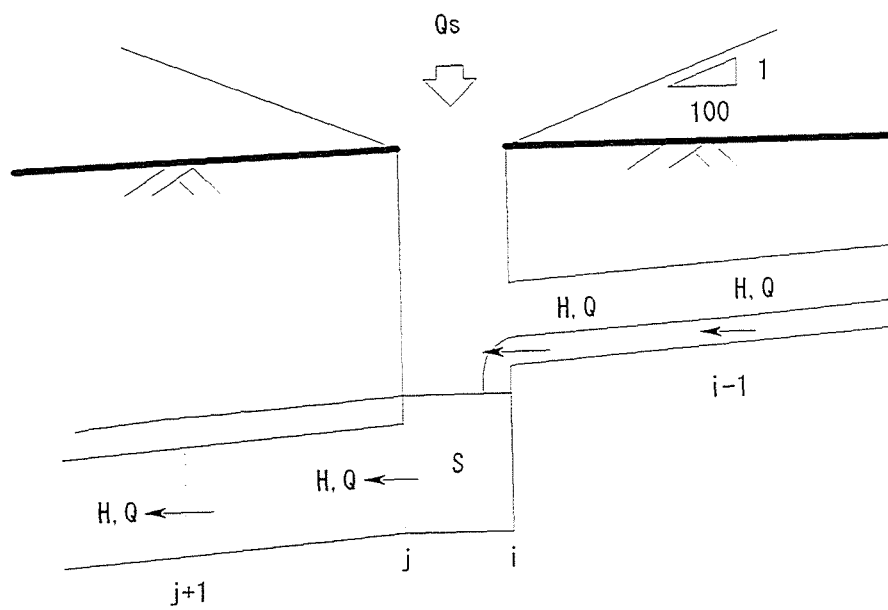
・ 落差のある場合

$$\text{上流側（等流近似）：} \quad \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad \text{-----} \quad (3.2.26)$$

下流側 (diffusion analog 近似)：(3.2.25)式に同じ



【落差のない場合】



【落差のある場合】

図 3-2-10 合流点処理のイメージ

3. 3 ポンプ運転の影響分析事例

前節で提示した分析モデルを用いてポンプ運転の影響分析事例として降雨予測を組み込んだ場合の被害軽減効果の分析事例とポンプ運転に伴う管路内サージング解析の事例を示し、分析モデルの有効性・適用性を明らかにする。

3. 3. 1 降雨予測による被害軽減効果分析事例¹⁴⁾

(1) 事例分析の背景

前述したように日本においては、浸水安全度を向上させるために増強管及び増強ポンプ場を設置していく場合が多い。こうした増強施設の排水能力は通常10年確率といった計画降雨の基で定められるが、計画規模を上回る降雨の発生は避けられない。稠密な土地利用が進んだ都市域には、多くの人口ならびに資産が集中し、計画超過降雨が発生した場合でも極力浸水被害の発生を軽減する必要がある。浸水被害軽減のための1つの対策として、降雨予測をもとにしたポンプ施設のリアルタイム制御を実施することが考えられる。

通常、ポンプ施設の運転は、水位制御方式で行われることが多く、各ポンプの起動水位と停止水位を設定して運転制御している。この標準的な運転方法は、ある降雨強度（計画規模）までの降雨に対しては十分に対応可能な運転方式である。リアルタイム制御は、上記のように事前に設定された起動水位を変更して先行待機運転を行うものであり、計画超過降雨に対する運転操作方法として有意性を発揮するものであると考えられる。

標準運転からリアルタイム制御へと移行する場合の意志決定は、図3-3-1に示すように実際に観測された情報（モニタリング情報）とそれらの観測情報をもとにした降雨強度やポンプ場の沈砂池水位に関する予測情報等に基づいてなされる。この事例分析では、リードタイムとして30分を設定し、その期間の降雨強度に関する予測モデルを提示した後、その予測情報に基づいてリアルタイム制御を行った場合の浸水被害軽減効果を明らかにし、リアルタイム制御導入の有効性について言及する。

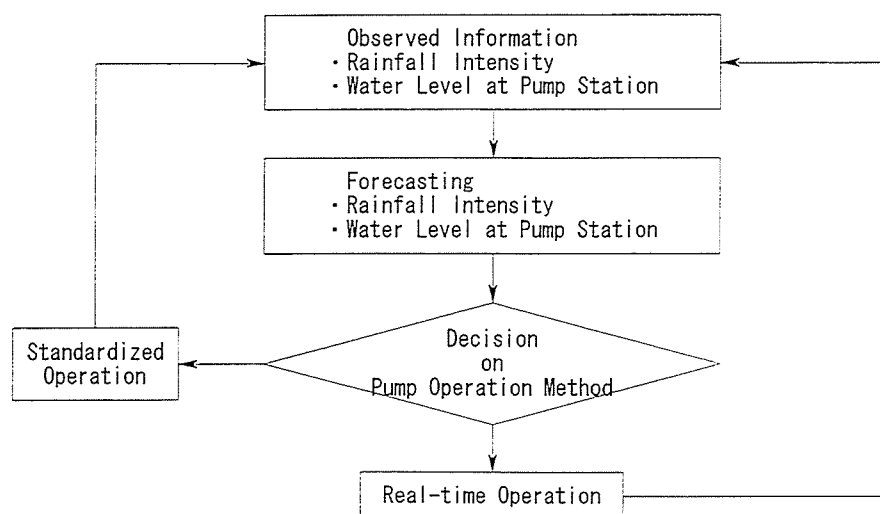


図 3-3-1 ポンプ場における運転方法意思決定手順

(2) 短時間降雨予測モデル

1960年代の初期の頃から、地点降雨量の予測モデルについて数多くの研究がなされてきた。特に、近年においてはレーダーによる降雨観測システムが普及してきたことから降雨予測に関して非常に多くの研究が進められている。それらの予測モデルを予測の基本的考え方により分類すると大きく決定論的なモデルと確率論的モデルに分けられる。

決定論的モデルは、大気の状態に関する水文気象情報と将来の降雨を予測するための既知の物理法則を用いるものである。この決定論的なモデルの代表的な例としては、高棹ら¹⁵⁾による台風性あるいは地形性豪雨に関する三次元数値解析モデルが挙げられる。これらのモデルは、降雨の発生・成長過程に関する基本的理解には有意義であるものの都市水文問題に対する実地的な適用にあたっては今後研究すべき課題も残されている。すなわち、レーダー雨量計情報、広域的な気象情報等の大量データを入力として逐次定数を同定しながら予測していくことから、計算システム自体が大規模なものとなり、都市レベルにおいてこの予測システムを導入するには多くの時間と費用が必要となる。

確率論的モデルとして最もよく知られているものとしては、Amorocho et al.¹⁶⁾、Wu¹⁷⁾によるモンテカルロ法を用いた時系列発生モデル、Raudkivi et al.¹⁸⁾による10分間降雨量をもとにした自己回帰モデル、Bruin¹⁹⁾による経験的な相関関数を用いたモデル、Sieker²⁰⁾による分散分析をもとにしたモデルなどをあげることができる。これらのモデルは、観測データに対して最も類似した統計的特性を有する降雨系列を求めるものであり、ポンプ場のリアルタイム制御に対して十分な適合性を有するためには、既往の降雨データの集積が不可欠である。しかしながら、統計的予測に必要な降雨データがそろっておれば、計算システムは非常にコンパクトにすることが可能であり、ポンプ場のリアルタイム制御への適用においては非常に優位であると考えられる。

本研究では、上記の予測モデルのうち統計的予測手法を採用するものとし、自己相関モデルを内包したパターン分類化手法を用いた短時間降雨予測モデルを提案する。具体的には、既往の降雨データ系列（5分データ）は整備されているとの前提に立ち、統計的な手法により30分先の降雨を予測するための手法を提案する。予測時間を30分としたのは、一般的なポンプ場の到達時間は概ね30分からそれ以上であり、また、リードタイムとして30分あれば、標準制御運転からリアルタイム制御への移行が可能と判断したためである。

① 予測手法の概略

予測手法の概略は次のとおりであり、パターン分類化法の1種である。

Step 1. 降雨観測記録（ Δt 時間の雨量）を $\{X_{ij}\}$ とする。

ただし、 i ：独立降雨の番号、 $i = 1, \dots, N$

N ：独立降雨の数

j ：観測時間、 $j = 1, \dots, M(i)$ 、（今 $\Delta t = 5$ 分）

$M(i)$ ：独立降雨 i の観測時間ステップ数

Step 2. $\{X_{ij}, j = 1, \dots, M(i)\}$ の自己相関係数を $\rho_i(\ell)$ とし、
全降雨の平均自己相関係数を $\rho(\ell) = \frac{1}{N} \sum \rho_i(\ell)$ とする。

ただし、 $\ell = 1, 2, 3, \dots$

Step 3. 滑らかで連続な関数 $\hat{f}(t)$ を考える。 $\hat{f}(t)$ が分点 $t = (j-1)\Delta t$ で
 $\{X_{ij}, j = 1, \dots, M(i)\}$ の最適近似となるように $\hat{f}(t)$ を同定する。

Step 4. 現時刻を t_0 とし、観測された降雨系列を

$$I(t_0) = \{\dots, R(t_0 - \ell\Delta t), \dots, R(t_0 - \Delta t), R(t_0)\}$$
 とする。

$t + \Delta t$ における降雨の予測値は、次式で与えられる。

$$\hat{R}(t_0 + \Delta t) = \hat{f}^*((j^* + 3)\Delta t)$$

ただし、 $\{i^*, j^*\} = \{i, j | D_{ij} = \text{Min}\{D_{ij}\}\}$

$$D_{ij} = \sum_{\ell=0}^2 \rho(\ell+1) |R(t_0 - \Delta t) - \hat{f}((j-\ell+2)\Delta t)|$$

Step 5. $\hat{I}(t_0 + \Delta t) = \{I(t_0), \hat{R}(t_0 + \Delta t)\}$

と更新し、Step 4. を繰り返す。よって、

$$\{\hat{R}(t_0 + k\Delta t), k = 1, \dots, 6\}$$
 が得られる。

Step 6. リードタイム 30 分の総降雨量の予測値として

$$\hat{R}(t_0 + 30) = \sum_{k=1}^6 \hat{R}(t_0 + k\Delta t)$$

を採用する。

この予測手法の概念図は図 3-3-2 に示されるとおりであり、実績降雨データベースの中から、最新の 15 分間の降雨パターンが最も類似している降雨系列を選定し、これを 6 回繰り返すことにより現時点より 30 分間の降雨量を予測値として出力するものである。

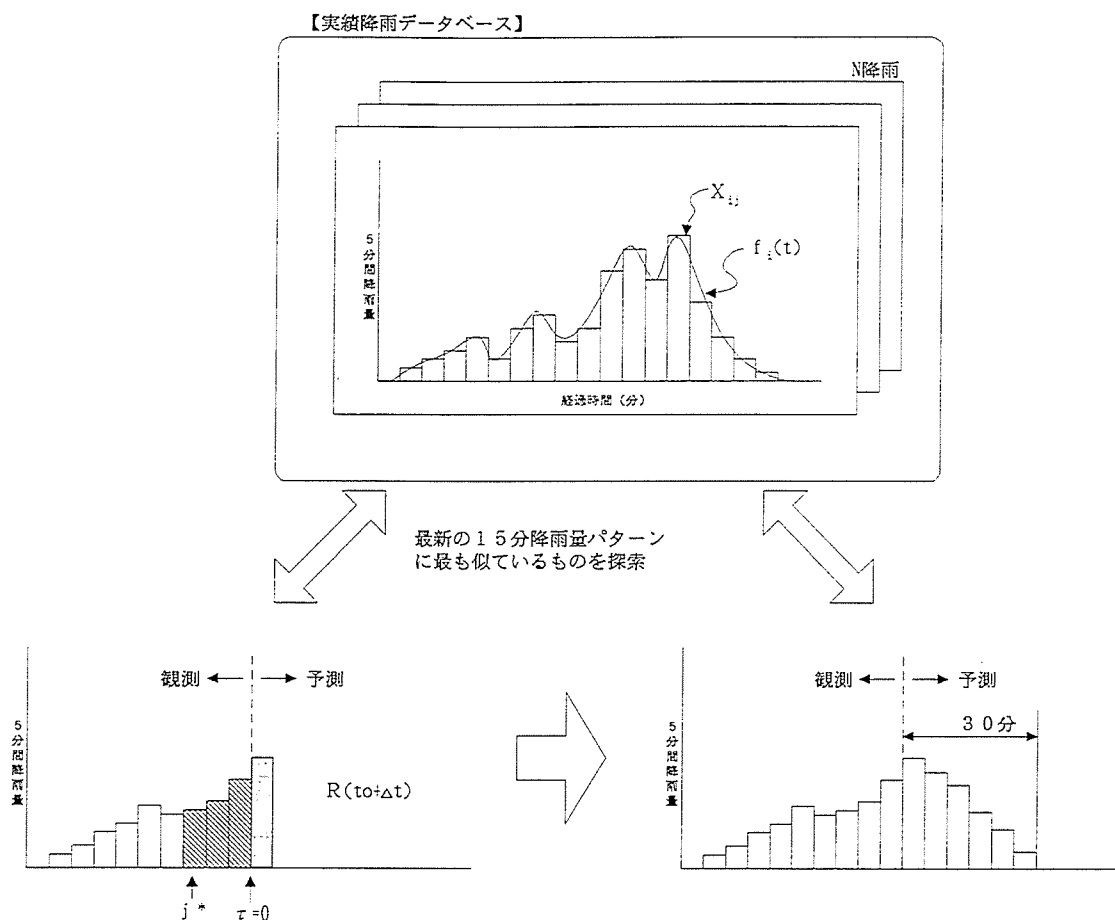


図 3-3-2 短時間降雨予測モデルの概念図

この手法はY市における46年間（1940～1985年）の降雨記録（時間雨量10mm以上の独立降雨、532降雨）を対象に検定した。代表的な降雨に対する実績降雨と予測降雨の比較を図3-3-3に示す。予測結果は実績降雨系列とよく整合している。

図3-3-4には、532降雨の実績降雨と予測降雨の30分雨量の相関係数の頻度分布を示している。また、図3-3-5には、実績降雨と予測降雨の30分ピーク雨量の散布図を示している。これによると、相関係数が0.8以上の降雨が86.66%を占めており、また、予測されたピーク降雨強度も十分な精度で実績値に一致している。

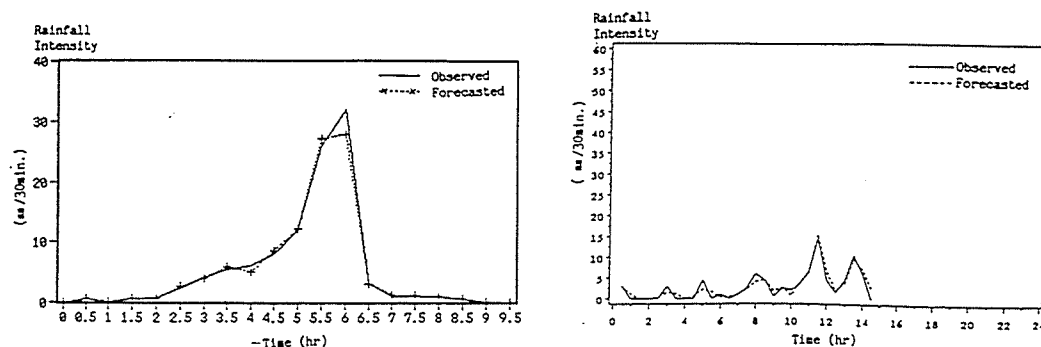


図 3-3-3 実績降雨と予測降雨の比較図

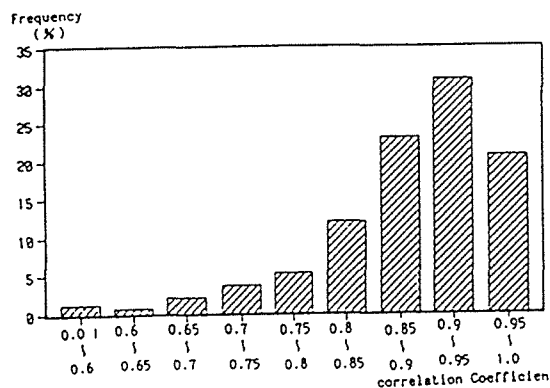


図 3-3-4 相関係数頻度分布

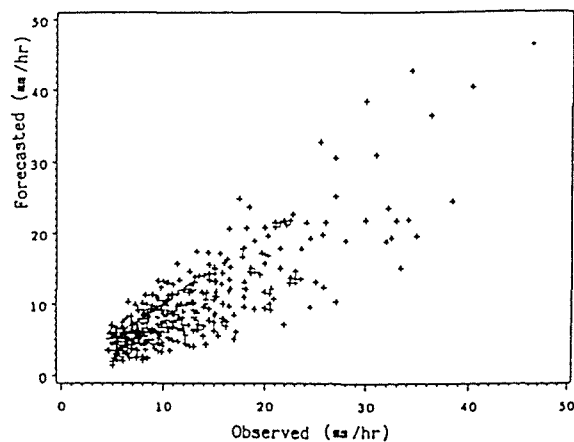


図 3-3-5 ピーク降雨強度に関する
観測値と推定値の比較

(3) 降雨予測に基づくリアルタイム制御の有効性に関する分析

上記の降雨予測を基に標準的な運転方法をリアルタイム制御に移行することにより浸水被害がどのように軽減されるかという点に関してシミュレーションモデルを通して明らかにする。

①適用流域の概要

ケーススタディーの対象流域は、図 3-3-6 に示すように約 1,100ha の面積である。この地区は標高 0.5m～4.0m の比較的平坦な地形である。雨水排除システムは、時間雨量 50mm に対応した能力で設置されており、直径 2.4m～6.5m の幹線施設 8,800m とその下流端には排水能力 75.83m³/s のポンプ場が設置されている。設置されているポンプ施設の標準的な運転水位は表 3-3-1 のように設定されている。

表 3-3-1 ポンプ運転条件

ポンプ排水 能力 (m ³ /min)	ポンプ起動・停止水位 (標準運転)	
	起動水位(m)	停止水位(m)
320	-15.35	-15.65
590	-14.60	-14.90
910	-13.85	-14.15
910	-13.10	-13.40
910	-12.35	-12.05
910	-11.60	-11.90

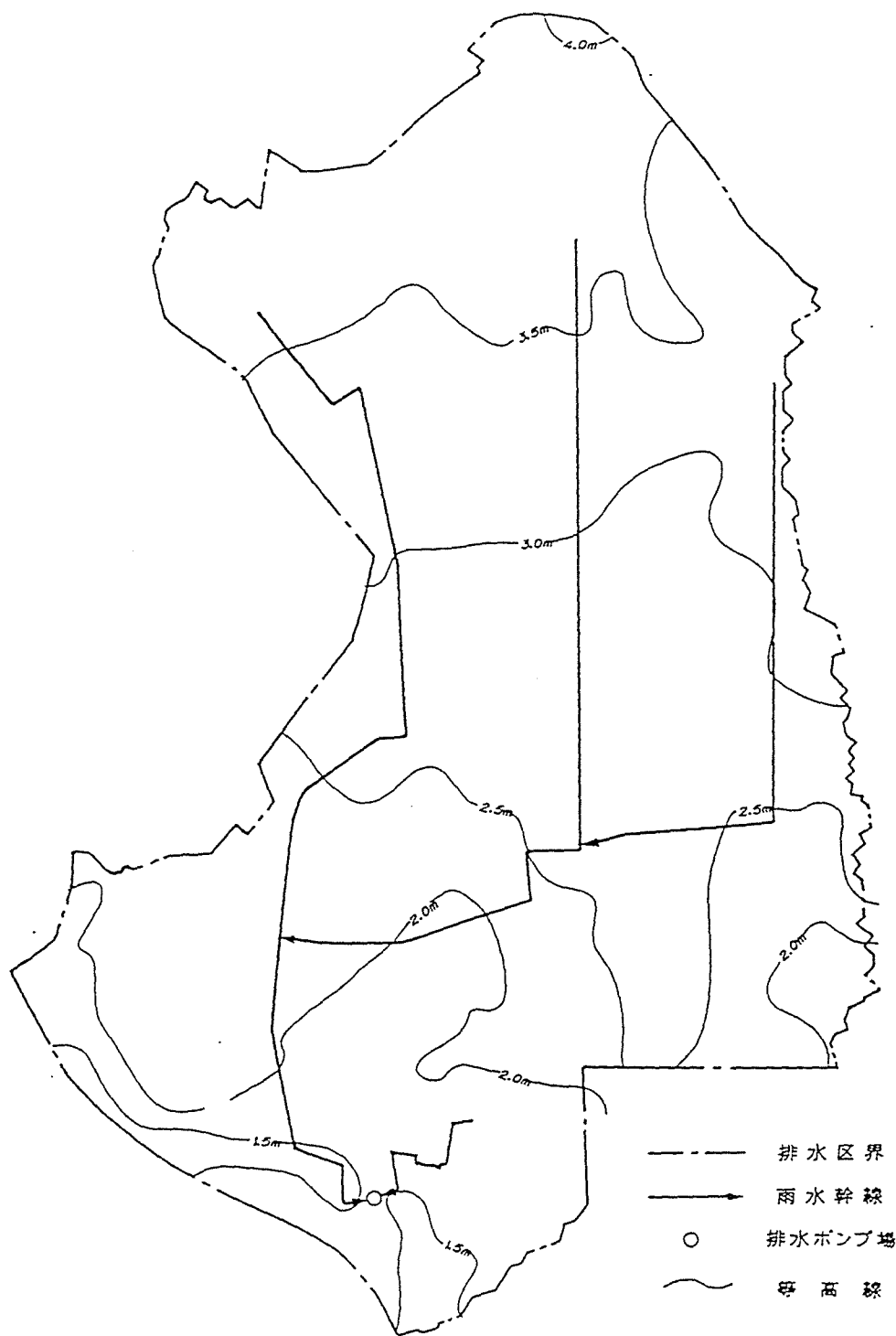


図 3-3-6 解析対象流域の概要

②解析手法

シミュレーション解析は、下水道排水区毎に 2. に示したマンホール貯留を考慮した流出モデルにより雨水流出量を算出し、その各流出ブロックからの雨水流出量を入力条件として 3. 2 で示した幹線部不定流解析モデルによりポンプ場を含んだ管路システムにおける水位・流量解析を行った。

③適用結果

時間雨量が既往最大の降雨を対象に、ポンプ場水位の予測シミュレーションを行い、ポンプ運転を標準運用した場合とリアルタイム制御運転した場合の比較事例を示す。図 3-3-7 に対象降雨のハイトグラフを示す。予測降雨は、予測期間内（30 分）では一定の強度を持つ。

Step 0.標準運転の場合のポンプ井水位

参考のため、標準運転で対応した場合の水位状況を検討した。この場合、図 3-3-8 に示されるように、6:00 付近において、水位はポンプ機室の床レベルを約 10cm 程度越えることになり、機器が水没する可能性がある。

Step1. 第 1 回水位予測（図 3-3-8）

降雨予測により、5:00～5:30 の降雨量が 27.09mm/30 分と予測されたため、この降雨を入力情報として水位を予測した。その結果、30 分後の水位は H W L に近づく。そのため、ポンプを全台稼動（リアルタイム制御に移行）して、水位を下げることにした。そうすると、30 分後の水位は警戒水位を若干越える程度でおさまると予測された。

Step2. 第 2 回水位予測（図 3-3-9）

ポンプを全台稼動して排水した結果、5:30 の時点での水位は、先に予測された水位を下回り、ほぼ警戒水位と等しくなった。5:30～6:00 までの 30 分間予測降雨量は、27.84mm/30 分と予測され、引き続き水位は上昇していくと推測された。そこで、30 分予測降雨量を入力情報として全台稼動した場合の水位を予測した。その結果、6:00 の水位は、H W L 以下になると予測されたが、安全のため、全台稼動を継続した。

Step3. 第 3 回目の判断（図 3-3-10）

引き続き、全台稼動を継続したところ、予測降雨が実降雨よりも小さめ（実降雨 32.00mm/30 分、予測降雨 27.84mm/30 分）であったため、6:00 の時点での水位は、予測水位を約 1.8m 上回り、ポンプ機室の床レベルに迫った。しかしながら、ポンプ機室の水没はまぬがれる結果となった。6:00～6:30 の降雨量は微小と予測されたため、水位予測は行わなかったが、安全のため、全台稼動を継続したところ、6:30 の水位は警戒水位以下に下が

った。

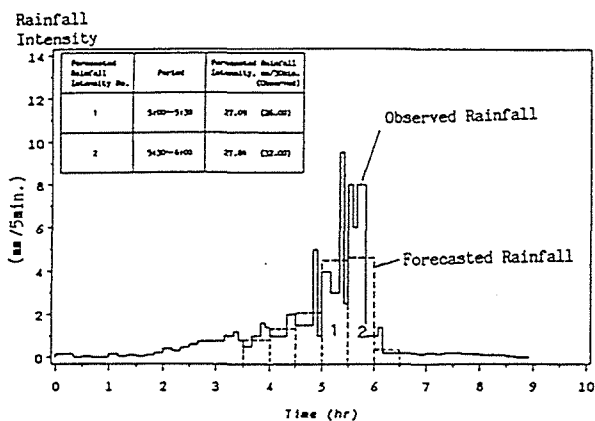


図 3-3-7 実測及び予測降雨ハイトグラフ

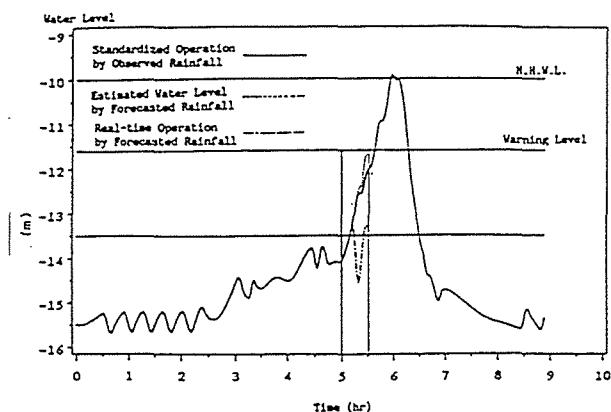


図 3-3-8 5 時段階における水位予測結果

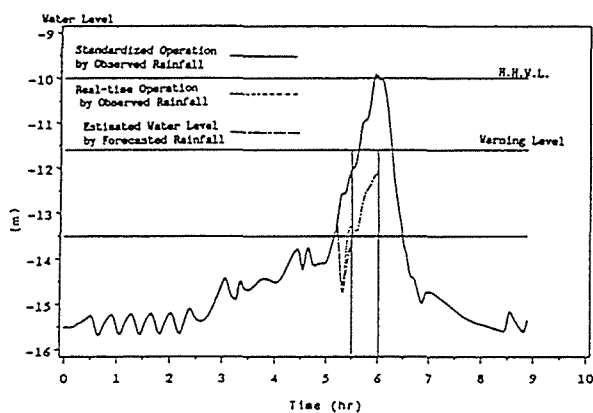


図 3-3-9 5:30 段階における水位予測結果

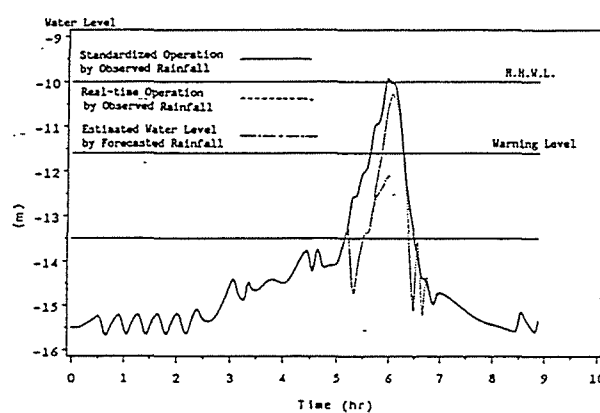


図 3-3-10 最終的なポンプ場水位計算結果

④適用結果の評価

本事例検討では、ポンプ場を有する都市雨水排水システムに対してリアルタイム制御を行う一つの方法を提示した。適用結果によれば、リアルタイム制御を行うことにより、浸水被害の軽減が図られることがシミュレーションによって明らかにされ、提案された手法が実用的な面で有効であることが示された。ただし、今回採用した予測手法は、あくまでも過去の時系列特性をもとにしているため、原理的に既往最大の降雨以上のものは予測され得ない。しかし、1つのポンプ場で単独に集められる降雨データのみをもとに30分後の降雨量を手軽に予測できる（他の機関のデータを必要としない）という意味では、即座に導入できる可能性があり、実地的な手法であるといえる。なお、今回の事例分析は架空の条件設定で行ったものであり、実施設を対象にしてシミュレーションモデルの精度チェック、降雨予測の誤差の影響等を検討していく必要があると考える。

3. 3. 2 大規模幹線におけるサージング再現計算²¹⁾

ここでは、A市Bポンプ所のポンプおよびゲートの最適運転方法を検討するために実施された模型実験の結果に対して本解析モデルを適用し、サージングの再現性について考察する。

(1) 模型実験の概要

この実験は、流入幹線、沈砂池、立坑およびゲートからなる雨水排水システムにおける最適運転方法を検討することを目的として種々の条件のもとで実験がされている。対象管路は図 3-3-11 に示されるような形状をしており、実験にあたっては表 3-3-2 に示す縮尺模型を作成して実施された。

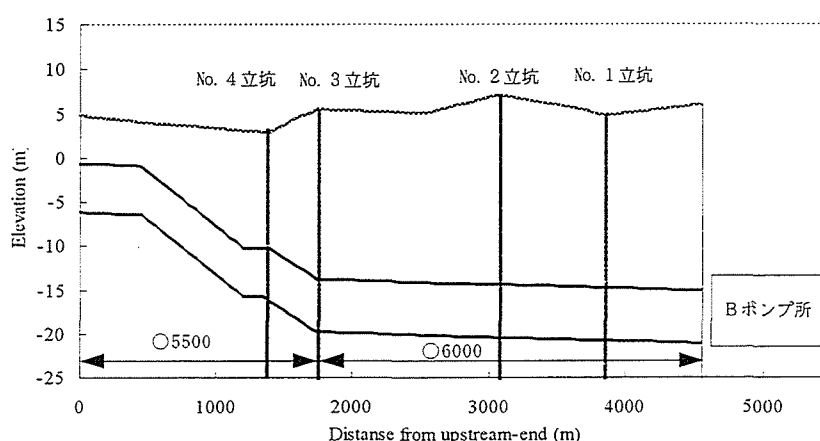


図 3-3-11 対象管路施設の概要

実験条件は種々のケースが行われているが、ここでは、ゲート閉鎖速度の違いによるサージングの状況を見るため、表 3-3-3 に示す 7 ケースの結果を示す。

表 3-3-3 実験条件一覧（実機換算）

ケース名	流入水量 (定常流入)	初期水位差 (ゲート前後)	初期ゲート 開度	初期沈砂池 水位	ゲート 閉鎖速度	実験番号
EX11	49.4m ³ /s	0.00 m	5.00 m	HWL(6m)	3.12 m/min	1 6
EX12	50.8m ³ /s	0.00 m	5.00 m	HWL(6m)	2.16 m/min	1 7
EX13	50.6m ³ /s	0.00 m	5.00 m	HWL(6m)	1.08 m/min	1 8
EX02	30.2m ³ /s	0.55 m	1.30 m	4.80m	0.37 m/min	4 1
EX03	30.2m ³ /s	1.60 m	1.00 m	4.80m	0.47 m/min	4 7
EX04	29.0m ³ /s	5.05 m	0.80 m	4.80m	0.50 m/min	5 3
EX05	32.7m ³ /s	9.95 m	0.50 m	4.80m	0.31 m/min	5 9

表 3-3-2 模型の仕様

項 目	実 物 の 仕 様	モ デ ル の 仕 様	モ デ ル 比 ^{※2}
流入幹線全長	4500 m	59 m	$\frac{1}{76.3}$
水路直径	6 m 5.5 m	120 mm 110 mm	$\frac{1}{50}$
水路勾配	0.5 ‰ 13.2 ‰	0.8 ‰ 20.0 ‰	$\frac{1.5}{1}$
沈砂池表面積	1440 m ²	0.38 m ²	$\frac{1}{3,790}$
ゲート巾	2.8 m × 2 門 2 m × 1 門	56 mm × 2 門 40 mm × 1 門	$\frac{1}{50}$
ゲートストローク	5 m	100 mm	$\frac{1}{50}$
最大流入量	50 m ³ /s	0.17 m ³ /min	$\frac{1}{17,700}$
最大上昇水位巾	2 m	40 mm	$\frac{1}{50}$
過渡時間	58 sec ^{※1}	5.4 sec	$\frac{1}{10.7}$

※1 過渡時間 = $\frac{\text{沈砂池表面積} \times \text{最大上昇水位巾}}{\text{最大流入量}}$

※2 $E_k = \frac{\left(\frac{1}{0.009}\right)}{\left(\frac{1}{0.014}\right)} = 1.56$ 粗度係数 塩ビ, アクリルパイプ 0.009
コンクリート 0.014

$$E_x = \frac{59}{4,500} = \frac{1}{76.3} \quad \left(E_H = \frac{120}{6,000} = \frac{1}{50} \text{ のとき} \right)$$

として 項の相似条件式よりモデル比を計算する。

なお、解析にあたって、ゲート通過流量は、ゲート開度を変えて行われた定常状態の実験結果より、ゲート前後の水位差を用いて、次式により算定する（図 3-3-12 参照）。

$$Q = CBh\sqrt{2gh_G}$$

$$C = 0.0711\ln\left(\frac{h_G - h}{h}\right) + 0.2254 \quad \dots\dots\dots (3.3.1)$$

ここに、 B ：ゲート幅、 h_G ：ゲート前水深、 h ：ゲート開度、 C ：流量係数

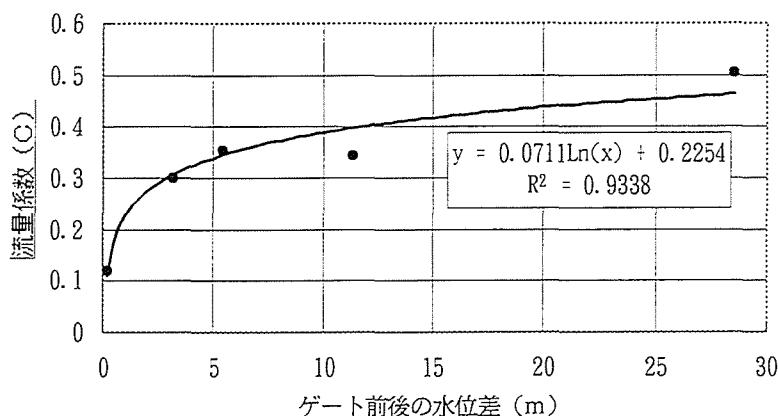


図 3-3-12 模型実験における流量係数の推定結果

(2) 再現計算結果

ここでは、模型実験の結果に対して解析モデルを適用し、その適合性について検討する。解析対象とした実験ケースは、前記の 7 ケースである。

図 3-3-13 に、ケース別の解析水位と模型実験水位の比較を示す。これによると、以下のような点が考察できる。なお、模型実験水位は実施換算で示している。

① ケース EX11

このケースは、ゲート閉鎖速度が 3.0m/s と最も大きいケースである。解析結果と実験結果を比較すると、流入渠ではピーク位置および水位上昇高さが若干ずれているが、その他の立坑では、水位上昇の開始時刻およびピーク位置もほぼ再現されている。

② ケース EX12

どの地点においても解析値のほうが実験値に比較して水位の立ち上がり時刻が遅れている。サージの高さについても計算値のほうが低い。弁天および森之宮では解析値ではサージが 2 回生じているが実験値ではそのような傾向は見えない。

③ ケース EX13

このケースは、ゲート閉鎖速度が 1.08m/min と最も小さいケースである。実験では、ほとんどサージは生じていないが、計算では長周期のサージが生じている。

④ ケース EX02

サージの開始時刻が計算値のほうが遅れている。

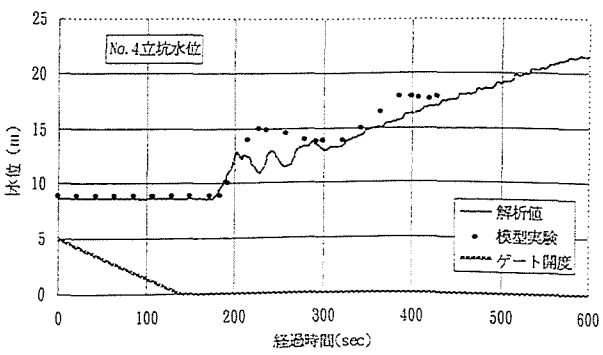
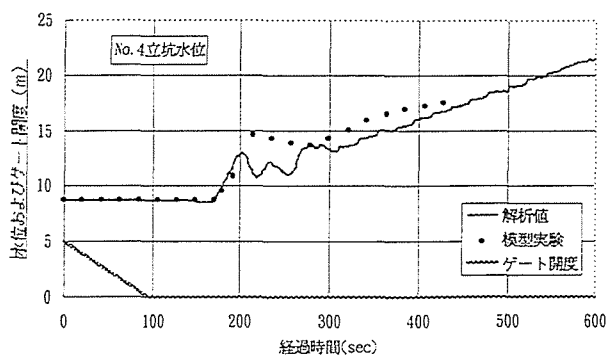
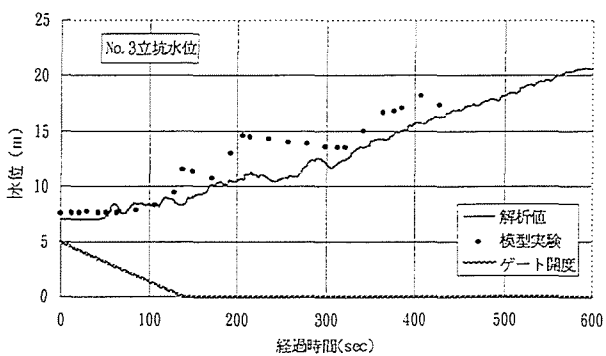
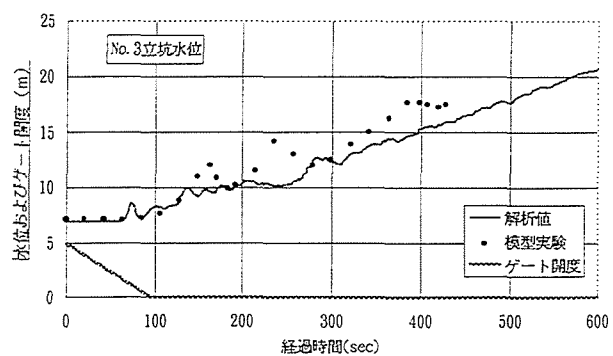
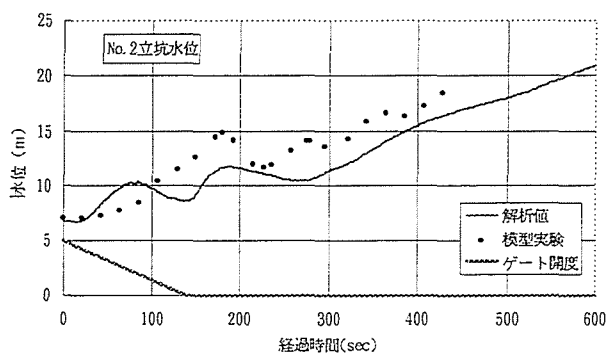
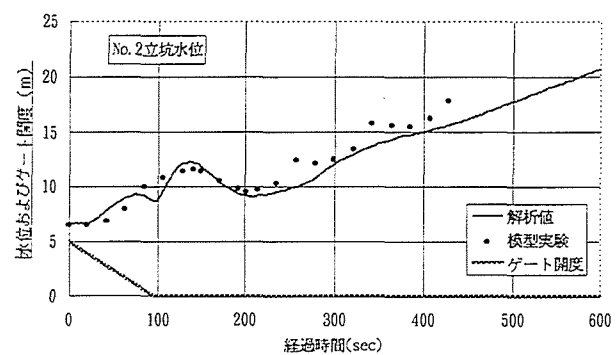
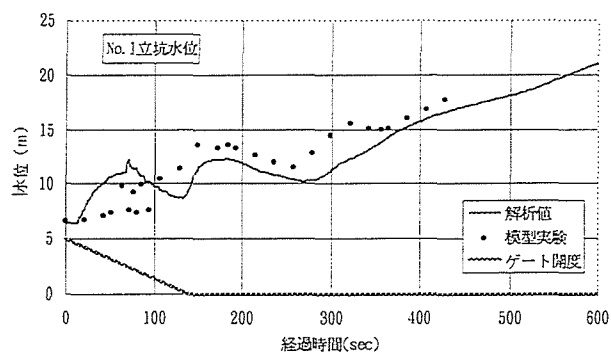
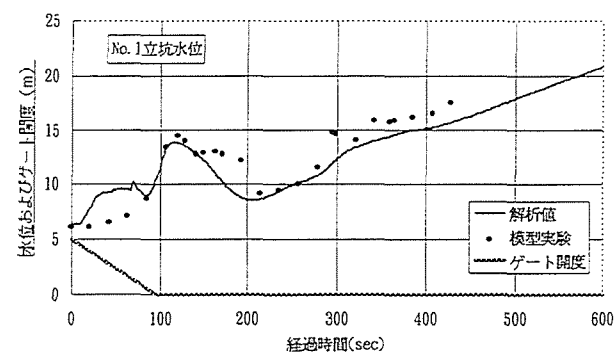
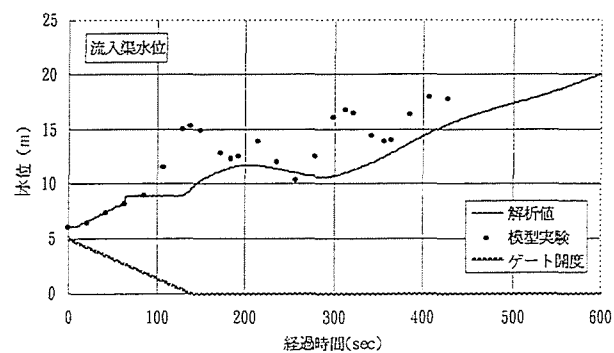
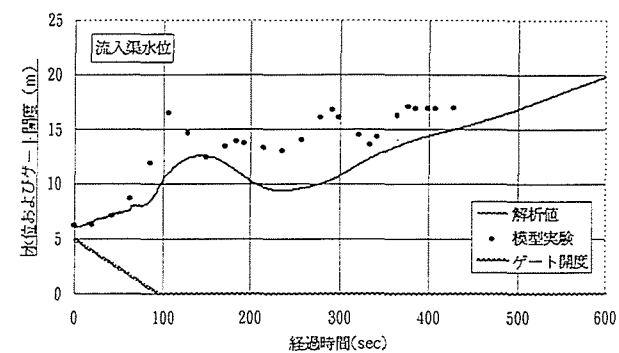


図 3-3-13(1) 解析水位と実験水位の比較(EX11)

図 3-3-13(2) 解析水位と実験水位の比較(EX12)

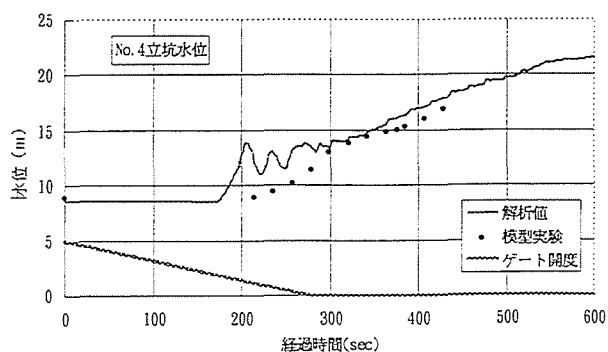
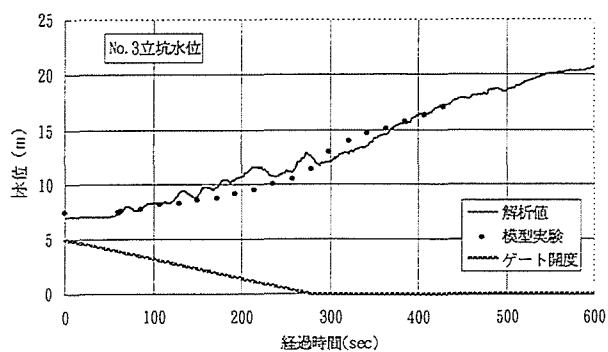
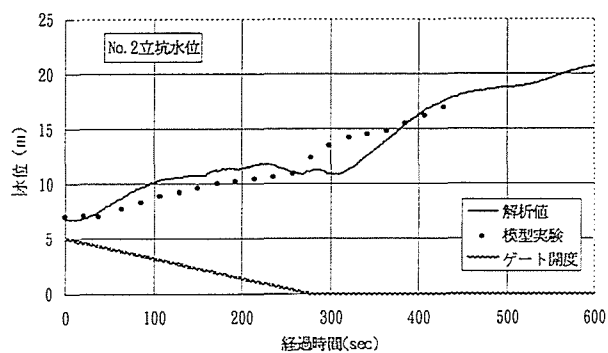
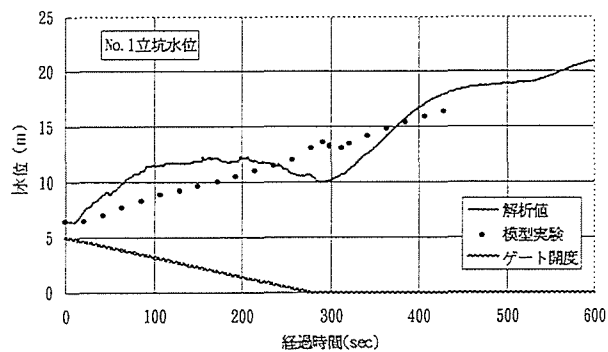
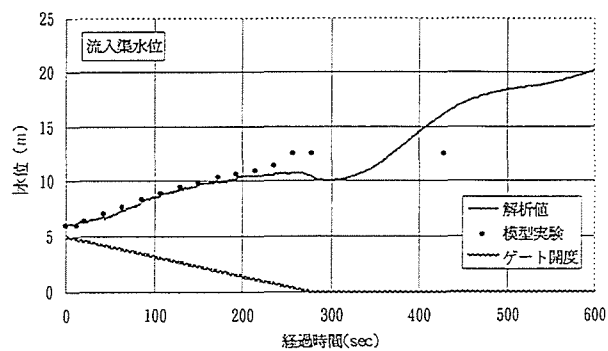


図 3-3-13(3) 解析水位と実験水位の比較(EX13)

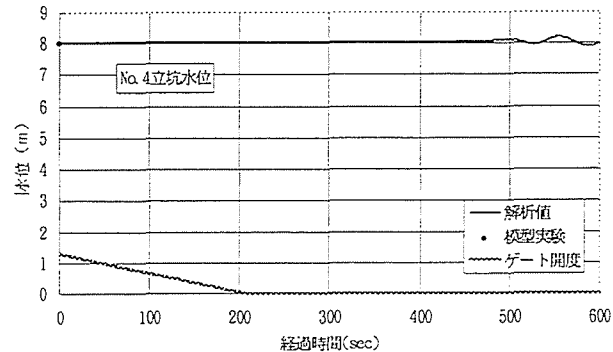
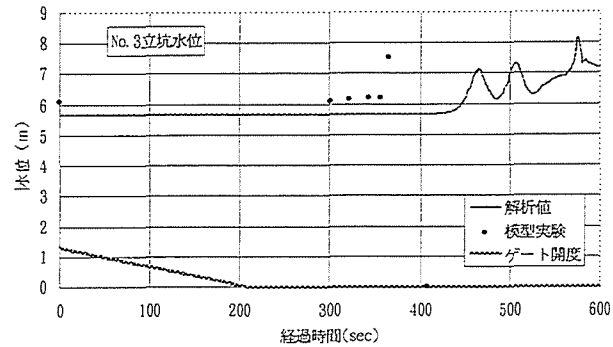
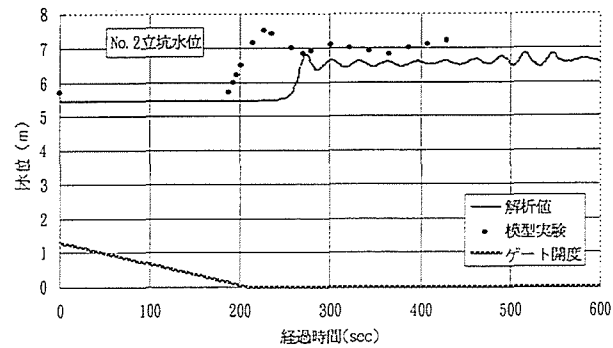
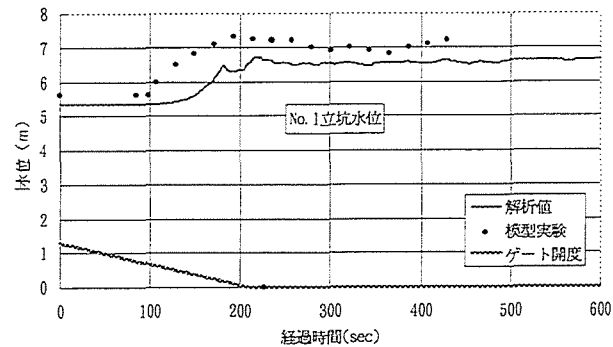
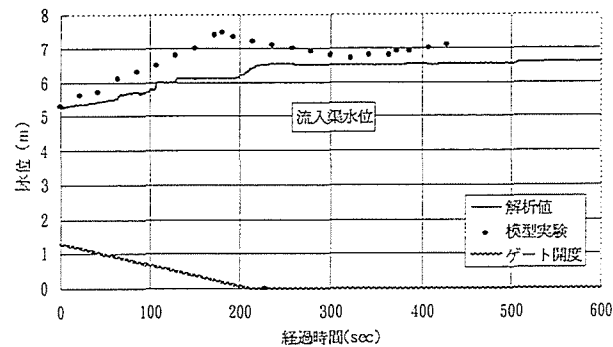


図 3-3-13(4) 解析水位と実験水位の比較(EX02)

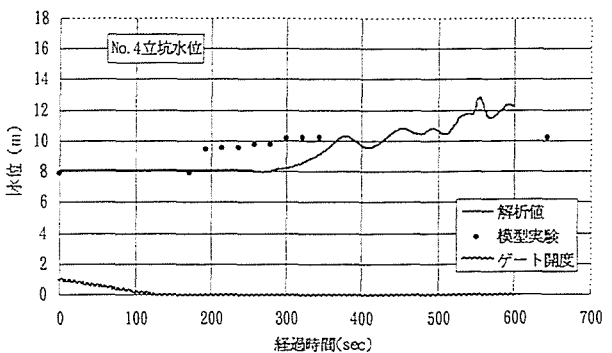
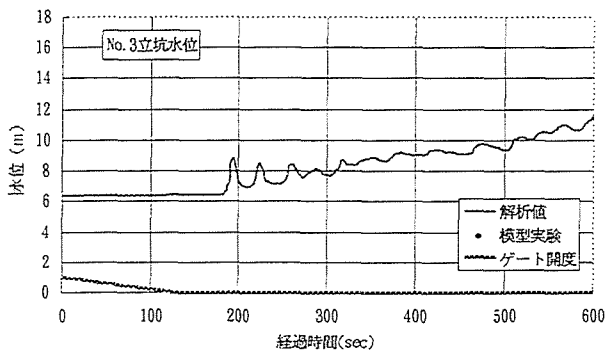
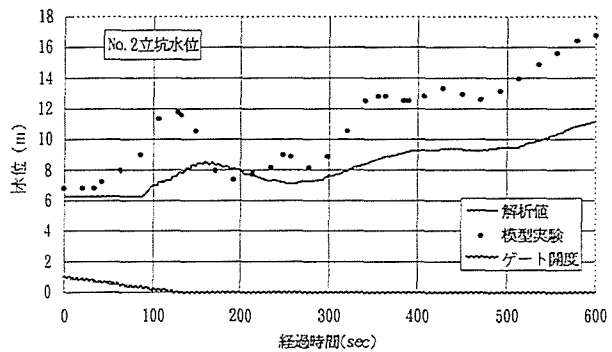
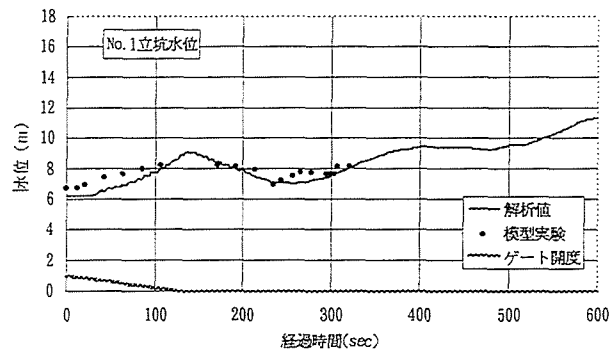
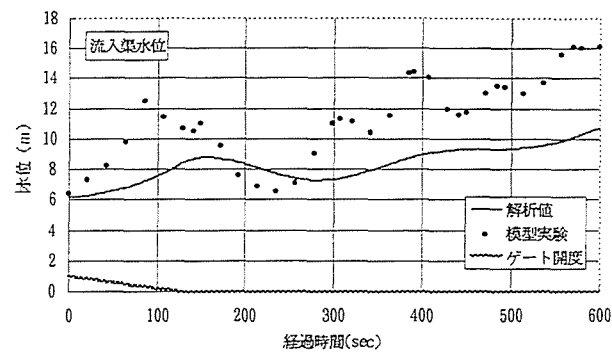


図 3-3-13(5) 解析水位と実験水位の比較(EX03)

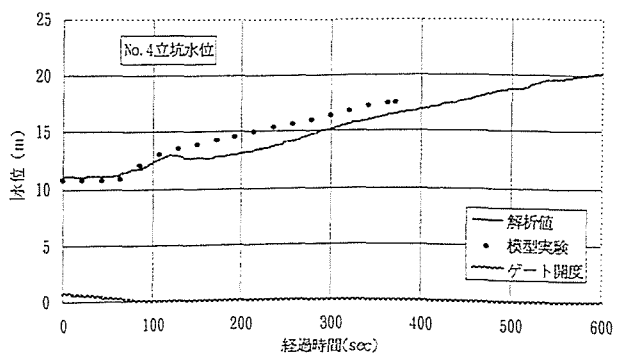
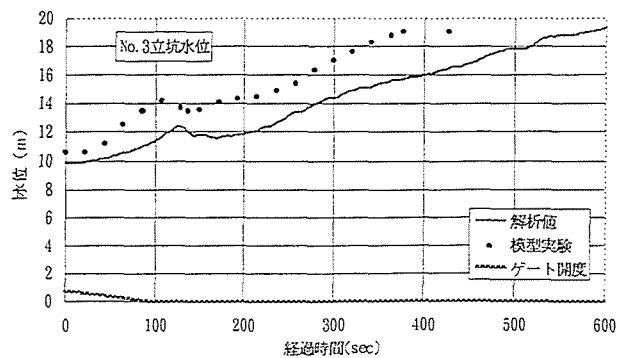
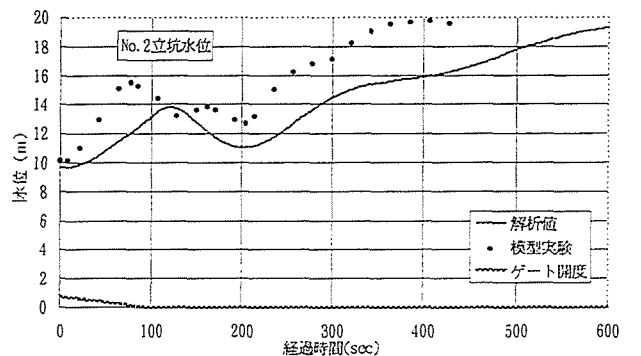
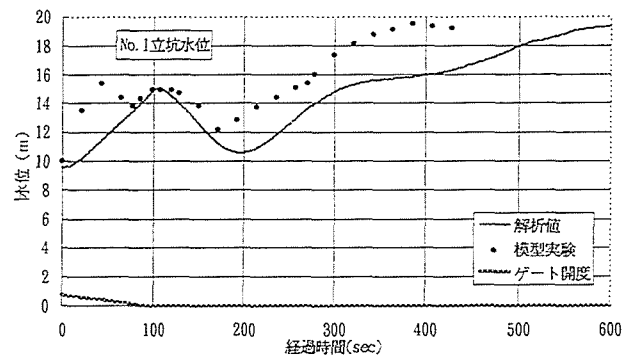
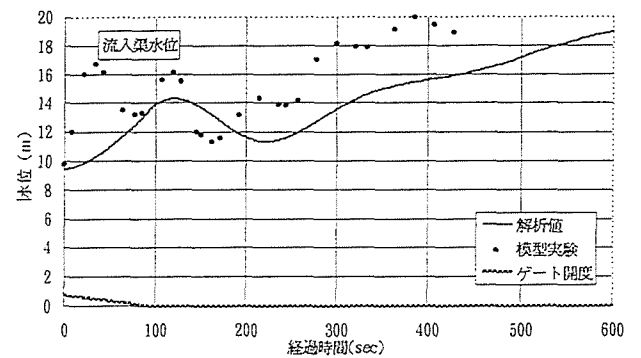


図 3-3-13(6) 解析水位と実験水位の比較(EX04)

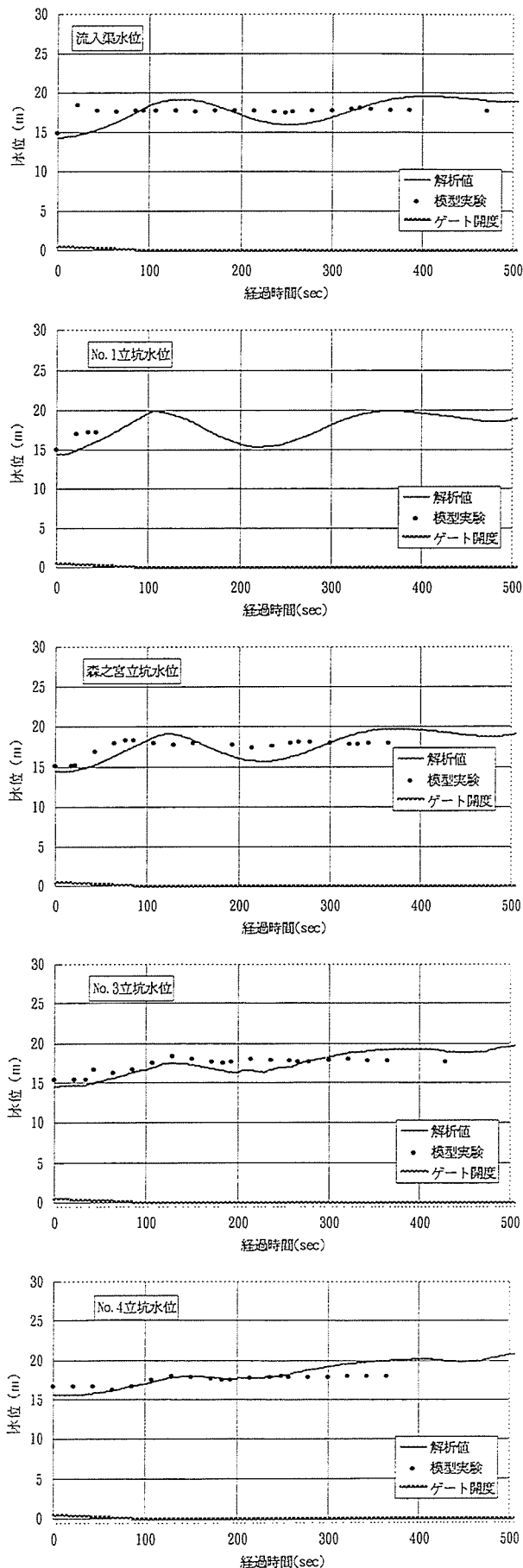


図 3-3-13(7) 解析水位と実験水位の比較(EX05)

⑤ケース EX03

弁天立坑ではほぼ計算値実験値は一致しているが、他の立坑地点ではサージ高さが一致していない。

⑥ケース EX04

解析値では、 $t=30\sim50\text{sec}$ 程度の時点で生じている第1回目のサージを表現できていない。ゲート閉鎖に要する時間は、約130秒であり、この時点における実験結果にみられるサージはゲート閉鎖操作開始直後の操作ミス（例えば、急操作）の影響があらわれていると考えられる。それ以降については、水位に差はみられるものの水位変化の傾向はよく一致している。

⑦ケース EX05

実験結果では、各地点とも明瞭な周期性は見られないが、計算結果ではおおよそ300秒程度の周期性をもって水位が変動している。

以上、すべてのケースで精度よく一致したというわけではないが、ゲート閉鎖に伴うサージの発生を表現できることが示された。なお、より解析精度を上げるためには、ゲートを絞りこんだ場合のゲート通過流量に関して精度良く算定する必要性が示唆された。

(3) 実績降雨の再現計算

Bポンプ所は、現在稼動しており、流入渠地点での水位が計測されている。図3-3-14は流入渠および沈砂池における水位の時間変化状況を計算値と実績値を比較して示す。なお、ゲート開度は実績値を用いた。この結果によると、ゲートの閉塞・開放に伴う水位の急激な変化を計算値は良く再現しており、本解析モデルの実施設への適用性が高いことを示している。

図3-3-15には、ゲート操作開始後の水面形の変化を時間をおって示している。これによると、開水路状態では跳水の影響により若干水面振動が起こっているが、開水路状態でのサージの伝播状況が明確にあらわれている。

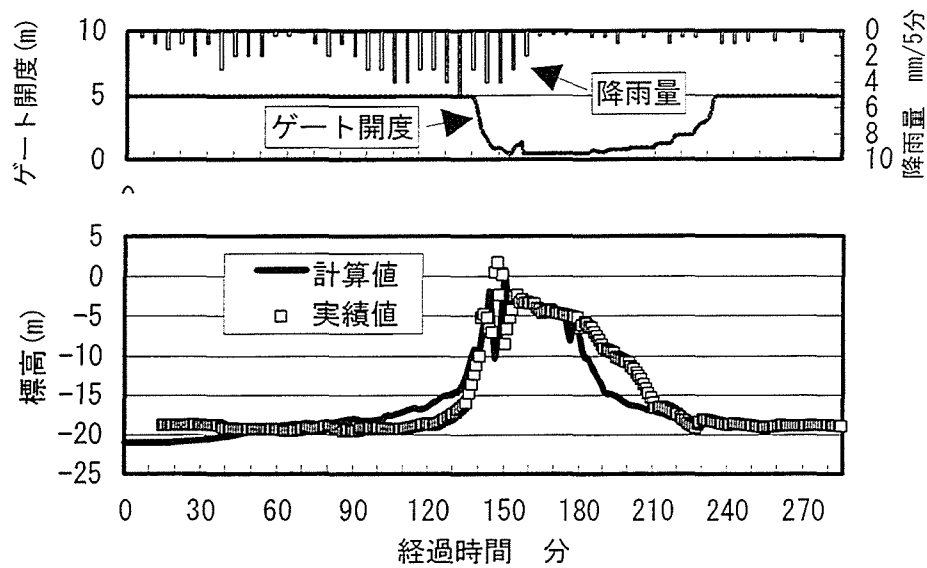


図 3-3-14 実績降雨の流入渠水位の比較

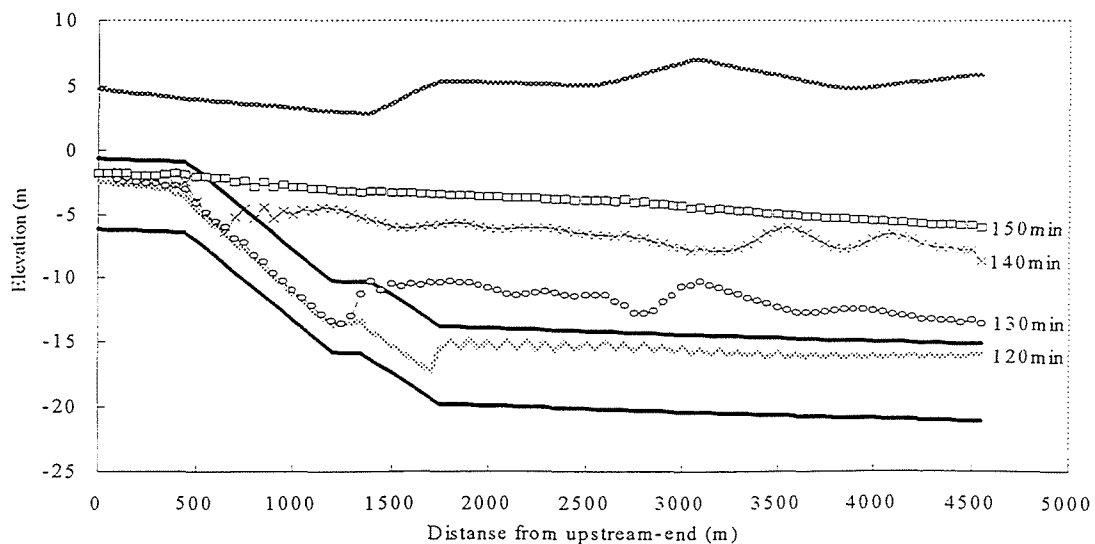


図 3-3-15 実績降雨時の計算による水面形

3. 4 結 語

本章では、近年、大規模化・大深度化が進んでいる下水道雨水幹線や地下河川における水理現象を実用的な精度で解析できる水理解析手法について検討した。特に、ポンプ場での運転管理とその影響が管路内にどのように伝播していくかを精度よくシミュレートできることを念頭に、精度と安定性にすぐれ、常流・射流が混在した流れを精度欲得ことのできる MacCormack 法を用いて管路内の非定常現象を解析する分析モデルを提示した。

圧力状態の解析については、分・合流を有する複雑な管路系への適用性を考慮して管の上部にスロットがついていると仮定する Priessmann-Cunge-Wegner モデルを採用した。このモデルにおいては、水柱分離現象、負の圧力の発生、空気だまりの発生などを取り扱うことはできないが、事例分析でも示したように下水道管渠等で発生するサージング現象への適用については十分実用性があると考えられる。

この解析手法は、開水路・閉水路とも同じ基礎式及び差分モデルで解析を行うため、プログラムは簡単であり、分合流を含む複雑な管渠網へも適用性は高いと考えられる。今後は、大規模模型実験結果や実施設でのモニタリング結果等をもとに本解析手法の適用条件を明確にしていく必要がある。

【参考文献】

- 1) 大内三久：大阪市における大規模下水道幹線による浸水対策、下水道協会誌、Vol.32, No.390, 1995.
- 2) 山下博：大規模下水道幹線による浸水対策－横浜市－、下水道協会誌、Vol.32, No.390, 1995.
- 3) 曾根庸夫：21 世紀・川崎新時代に向けた総合的な浸水対策、下水道協会誌、Vol.32, No.390, 1995.
- 4) (財)国土開発技術研究センター：都市河川計画の手引き－立体河川施設計画編－、山海堂、1985.
- 5) 日本機学会編：流れの数値シミュレーション、コロナ社、1988.
- 6) 平井真砂郎・道上正規・檜谷治：地下水路系システムにおける実用的な水理解析手法、水工学論文集、第 42 巻、1998. (投稿中)
- 7) 富士総合研究所編：管路内の流れのシミュレーションプログラム、1995.
- 8) Song, C.C.S., Cardle, J.A. and Leung, K.S. : Transient Mixed Flow Models for Storm Sewer, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.109, No.11, pp.1487-1503, 1983.
- 9) J.A.Cardle and C.C.S. song : "Mathematical Modeling of Unsteady Flow in Storm Sewers", Int. J. Eng. Fluid Mechanics, p.495, 1988.
- 10) 細田尚・多田彰秀・井上和也・北原政宏：管路・開水路境界面の伝播を伴う急変非定常流の解析手法に関する基礎的研究、土木学会論文集、No.503/Ⅱ-29, pp.89-97, 1994.

- 11) 古川博彦・山本宜史・松本秀樹・小川浩紀：地下河川水理解析システム QuickFlow の開発、KUBOTA TECHNICAL REPORT, No.31, 1996.
- 12) 前出 5)
- 13) 岡部健士・天羽誠二・石垣昌邦：常流・射流の遷移を伴う不等流の数値計算法について、水工学論文集、第 36 巻、1992.
- 14) Asada K, M. Hirai and S.P. Zhang: Real-time Operation of Large-scale Drainage Systems in Urbanized Areas, Sixth IAHR international Symposium on Stochastic Hydraulics, 1992.
- 15) 高棹琢磨・椎葉・中北：移流モデルによる短時間降雨予測モデルに関する研究、第 28 回水理講演会、1984.
- 16) Amoroch, J., and J.R. Slack: Simulation of cyclonic storm fields for hydrologic modelling, American Geophysical Union, Annual Meeting December, 1979.
- 17) Wu, R.: Mathematical Models for simulation of cyclonic storm sequences and precipitation fields, Ph. D. Thesis, University of California, Davis, Calif., U.S.A., 1973.
- 18) Raudkivi, A.L., and N. Laugun: Simulation of rainfall sequences, Journal of Hydrology, Vol. 22, 1974.
- 19) Bruin, H.A.R.: Stochastic description of wet and dry spells in terms of an effective number of days, Journal of hydrology, Vol. 45, 1980.
- 20) Sieker, F. : A statistical model for short-term forecasting of space and time-varying rainfall, In International symposium on urban storm runoff, University of Kentucky, Lexington, KY, U.S.A., 1980.
- 21) 前出 6)

4. 地表氾濫流解析手法に関する研究

4. 1 概 説

本章では、雨水排除施設の排除能力を超えて地表に溢水した水の挙動、地表氾濫流の解析手法に関する研究について述べる。近年、公共事業の事業効果を明確にする重要性が指摘されている。すなわち、本研究で対象としている浸水対策事業の場合、浸水被害の防止軽減に要する事業費とその事業実施によって得られる便益を算出し、費用投資効果分析を行って事業実施の有効性を明らかにする必要性が高まっている。都市域には多くの人口と資産が集中し、地下を含む高度な土地利用が進み、昼夜にわたる社会経済活動が営まれている。1. の序論でも述べたように近年都市域においては内水氾濫が多発し、こうした都市活動の停滞を招いている。内水氾濫の場合には、破堤氾濫のような外水氾濫に比較して、水流も弱く、湛水深も小さいため、都市施設(家屋、公共土木施設等)の損壊、在庫・償却資産の消失等の直接被害に比較して、こうした社会経済活動が停滞することによる浸水被害、いわゆる間接被害が大きいものと想定される。しかしながら、都市域を対象にした間接被害の影響は、交通遮断による被害、営業停止損失、浸水に伴う精神的被害等非常に広範であり、被害算定方法そのものについての調査・研究が進められている段階である^{1) 2)}。著者もこうした内水による浸水被害計測にかかわる業務に従事しており興味を持っているところであるが、被害予測においてはまず、浸水区域や浸水深、浸水時間等の浸水状況を精度よく把握することが重要であると考ええる。そこで、本研究では、被害予測の基礎情報となる浸水状況を表現するための地表氾濫流の解析方法について研究したものである。以下、まず、4. 2において都市域における氾濫現象を概観し、地表氾濫解析に要求される内容について考察する。次いで、4. 3においては、具体的な氾濫解析手法として平面2次元モデルと都市内道路網を対象とした1次元ネットワーク氾濫解析モデルについて提示し、両者の適用性等を数値事例を通して明らかにする。

4. 2 都市域における氾濫現象

氾濫現象は大別して外水氾濫と内水氾濫に分けられる。外水氾濫、特に破堤氾濫の場合は水流の勢いが強く家屋倒壊、流出、人命損失などといった極めて甚大な被害を及ぼす。それに比較して、内水氾濫は、外水位の上昇に伴って背水の影響により内水地域内の雨水排除施設能力が低下し、排水不良となることによりマンホールから雨水が吹き上げたり、ポンプの運転調整等により排水できない雨水が地域内に湛水していく。

参考のため、過去の水害の状況についてみてみよう。表 4-2-1 は、平成 2 年度の関東地方 1 都 3 県(埼玉県、千葉県、東京都、神奈川県)の水害原因別被害状況³⁾を集計したものである。平成 2 年度は、梅雨前線の活動による豪雨、9 月には台風 19 号(9/11~9/20)および台風 20 号(9/24~10/1)が相次いで来襲し、全国各地で水害が多発した年度である。特に関東地方では、台風 20 号による被害が甚大であり、神奈川県横浜市内の帷子川の破

堤氾濫や、内水被害が非常に多かった年度である。

表 4-2-1 平成 2 年度 1 都 3 県の水害状況

項目 \ 水害原因	破堤	有堤部 溢水	無堤部 浸水	内水	窪地内水	地すべり	急傾斜地 崩壊	その他	合計
被害地区数	5	45	46	281	238	4	7	3	629
農地被害面積(a)	2	2,053	101,050	114,696	24,576	88	0	127	242,592
宅地被害面積(a)	1,333	5,289	5,623	29,688	3,846	199	15	554	46,547
被害面積合計(a)	1,335	7,342	106,673	144,384	28,422	287	15	681	289,139
最大被害面積(a)	1,300	1,250	42,149	52,800	19,301	184	5	577	
地区平均被害面積(a)	267	163	2,319	514	119	72	2	227	
床下浸水棟数	161	839	1,011	4,233	1,349	5	0	85	7,683
床上浸水棟数	310	373	141	598	231	0	1	23	1,677
半壊家屋棟数	1	0	0	0	0	0	3	0	4
全壊家屋棟数	1	0	0	0	0	1	4	0	6
被災家屋棟数合計	473	1,212	1,152	4,831	1,580	6	8	108	9,370
地区平均被災家屋棟数	94.6	26.9	25.0	17.2	6.6	1.5	1.1	36.0	14.9

注：平成 2 年版水害統計より、埼玉県、千葉県、東京都、神奈川県データを集計

表 4-2-1 によれば、被害地区数では、内水および窪地内水による被害地区が圧倒的に多くなっており、ついで有堤部溢水、無堤部浸水となっている。被害面積については、内水および無堤部浸水によるものが圧倒的に多くなっているが、無堤部浸水のほとんど(約 95%)は農地での被害となっている。図 4-2-1 は、被害面積の分布状況を水害原因別に示したものである。

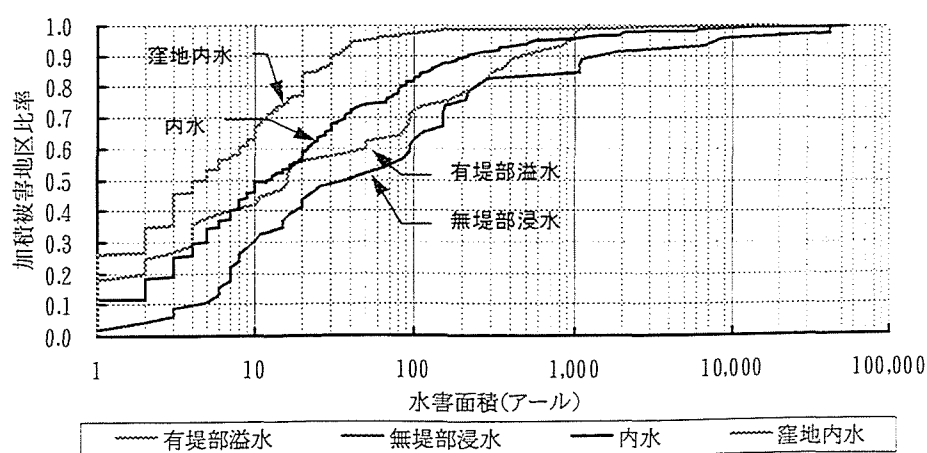


図 4-2-1 水害原因別水害面積の分布状況

これによると、内水および窪地内水の被害面積規模は、有堤部溢水、無堤部浸水に比較して相対的に小さく、内水氾濫で80%、窪地内水では97%程度の地区が100アール(1ha)未満の水害面積となっている。すなわち、被害地区は多いがその水害面積は比較的小規模であるといえる。当然のことながら、降雨の規模および地区の地形特性等により水害面積は変化するものであり、内水氾濫でも1地区で528ha(荒川水系市野川、東松山市)の被害面積となっているような地区もあるが、そうした大規模内水氾濫の場合は特に農地の被害が大きい。

次に、水害原因別の家屋等の被害状況についてみてみよう。図4-2-2は、窪地内水、内水、有堤部溢水および無堤部浸水について浸水被害面積別の浸水棟数について示したものである。これによると、窪地内水では水害地区数のほとんどが水害面積1ha未満であることから床上・床下浸水棟数もこの水害面積規模に集中している。内水に関しては、窪地内水に比較して浸水した家屋棟数は100ha未満に集中している。また、有堤部溢水、無堤部浸水に比較すると内水による浸水被害棟数は地区数が多いことも反映して圧倒的に多くなっており、密集市街地での被害が顕著であると想定される。なお、前出の表4-2-1に示されるように、半壊・全壊家屋は破堤、地すべり、急傾斜地崩壊で発生しているのみであり、内水等では、家屋損壊は発生していない。破堤氾濫の場合、家屋の流失や全壊といった激甚な災害となることが多い。例えば、昭和58年7月に発生した山陰豪雨災害では、三隅川の破堤氾濫により、三隅地区・郷地区の約770棟のうち、流失・全壊した家屋数は156棟にのぼり、地区内の家屋のうち約2割が流失・全壊の被害を受けたという事例もある⁴⁾。

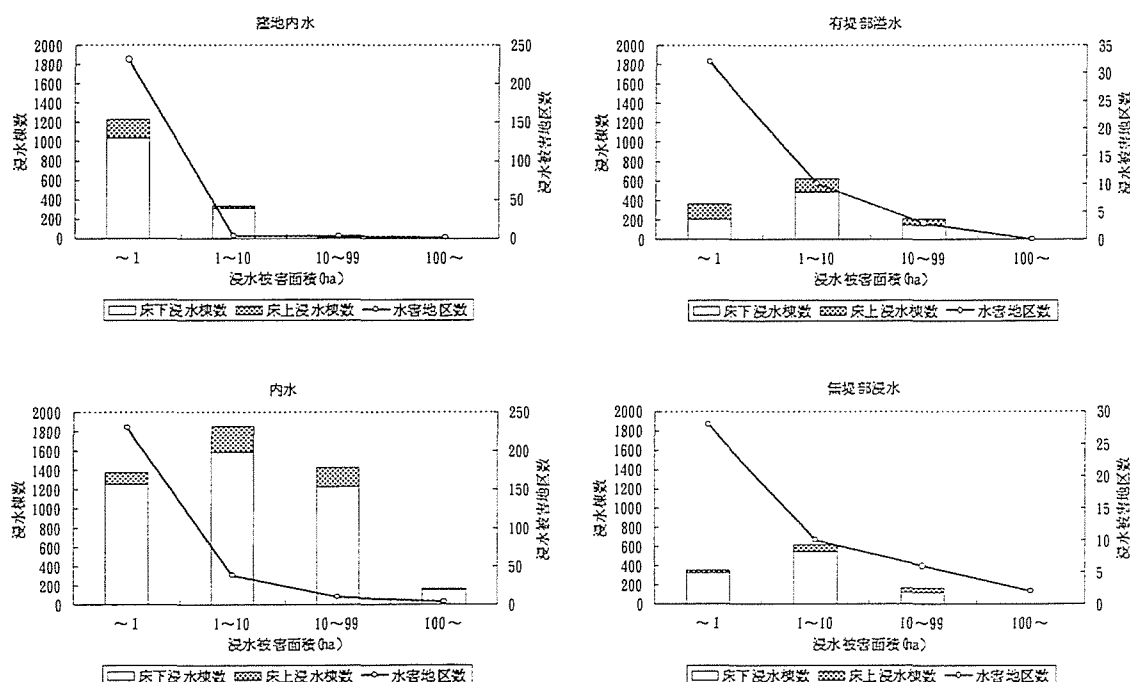


図 4-2-2 水害面積別浸水棟数

以上のように内水氾濫の場合は、下水道等の排水施設の能力不足の箇所や河川水位の影響を受けやすいところなどから溢水してくるため、水流の勢いは外水氾濫に比較して弱く破壊力は小さいが、ほとんど同時に複数の地点から溢水が生じはじめるという特徴を有する。また、溢水箇所は地域内の各所に発生し、氾濫した水は主として道路上を流下して次第に低地部に湛水していく。すなわち、溢水箇所と湛水箇所は異なり、流下途中の氾濫水の水深や流速によっては非常に多くの交通量を有する都市部にあっては交通障害等の原因となる可能性がある。溢水箇所とその溢水量については、前述した3. の幹線ネットワーク流量・水位解析手法によって設定できる。したがって、氾濫経路やその流況を把握するための解析手法が必要とされる。

わが国の大部分の都市域の下水道等による雨水排除能力は概ね時間雨量 50 ミリ程度(概ね 5 年確率相当) で計画・整備されており、この能力を超える豪雨が頻発し、浸水被害に弱い資産の集積とあいまって内水被害が非常に多くなっている。こうした計画超過降雨時における対策を事前に講じておくことも被害発生抑制の面から有効であろう。そのためには、雨水が「どこからどの程度溢水し、どの程度の流速と水深でどの経路を通過してどこに湛水していくのか」を氾濫解析によって把握することにより、浸水危険地区の把握や浸水被害を軽減するための氾濫水制御の施策や防水対策の重点実施箇所等の施策を講じることが可能となる。特に内水氾濫の場合、道路冠水や床下浸水といったある程度軽微な浸水が多い。したがって、道路形態や建物構造等の改良により被害を軽減できる可能性がある。

また、都市域の地形をみると、概ね平坦であるが、局所的に地形勾配が急であったり、周辺に比較して窪地になっているところがある。浸水被害の多くは、そうした地形勾配の変化点(急勾配から緩勾配)や局所的な窪地で生じることが多い。また、谷底低地によくみられる急傾斜地では水深は小さいものの流速が大きいことから足を取られて負傷するといったような人的被害の発生も想定される。したがって、都市域における氾濫実態に整合した解析を行うにあたっては、ある程度都市域内の微地形に配慮する必要があり、常流・射流状態の混在した複雑な流況が解析できることが必要となる。

以上のような点を考慮して、本研究では都市域における氾濫現象、特に内水氾濫を解析するための手法として下記の 2 つの手法を提示する。

①平面 2 次元氾濫解析モデル

②道路網を対象とした 1 次元ネットワーク氾濫解析モデル

①の平面 2 次元モデルは、基本的には従来から数多く研究・開発されている氾濫解析モデルと相違ないが、都市域内の微地形を考慮した場合に生ずる可能性のある常流・射流混在した流況においても安定的に解析が可能となるような数値解析手法を提示する。②の 1 次元ネットワークモデルは、都市内の氾濫水は道路に集中して流れることを考慮して、道路網を水路と想定した一次元解析手法であり、この場合も①のモデルと同様に常流・射流が混在した状況を解析できるような数値解析手法を提示する。また、本研究では、密集市街地における氾濫解析手法の確立を目的としており、実際の解析を行う際に最も重要とな

る計算格子の作成方法ならびに対象区域内における家屋の取扱方法について、解析対象地域および洪水氾濫量のスケールに着目して実用的な方法を提案する。

4. 3 地表氾濫解析モデル^{5) 6)}

4. 3. 1 平面2次元地表氾濫モデル

氾濫場を平面2次元として解析している例としては、岩佐・井上・水島⁷⁾、中川⁸⁾、福岡・松永⁹⁾、福岡・福岡・川島ら¹⁰⁾などが挙げられる。本研究では、都市市街地内の道路の影響ならびに微地形に起因する常流・射流が混在した複雑な流れを解析することから、精度ならびに安定性の面で優れる MacCormack 法¹¹⁾による差分モデルを適用する。

(1) 流れの基礎式

支配方程式として、次に示す二次元浅水流モデルに対する連続式および運動方程式を用いた。

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial E}{\partial x} + \frac{\partial F}{\partial y} = C \quad \dots\dots\dots (4.3.1)$$

ここに、

$$U = \begin{pmatrix} h \\ uh \\ vh \end{pmatrix}, E = \begin{pmatrix} uh \\ u^2h + \frac{1}{2}gh^2 \\ uvh \end{pmatrix}, F = \begin{pmatrix} vh \\ uvh \\ v^2h + \frac{1}{2}gh^2 \end{pmatrix}$$

$$C = \begin{pmatrix} q \\ gh(S_{0x} - S_{fx}) + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \varepsilon \frac{\partial(uh)}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \varepsilon \frac{\partial(uh)}{\partial y} \right\} \\ gh(S_{0y} - S_{fy}) + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \varepsilon \frac{\partial(vh)}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \varepsilon \frac{\partial(vh)}{\partial y} \right\} \end{pmatrix}$$

$$S_{fx} = \frac{n^2 u \sqrt{(u^2 + v^2)}}{h^{4/3}}, S_{fy} = \frac{n^2 v \sqrt{(u^2 + v^2)}}{h^{4/3}}, S_{0x} = -\frac{\partial z}{\partial x}, S_{0y} = -\frac{\partial z}{\partial y}$$

h : 水深、 u : x 方向の水深平均流速、 v : y 方向の水深平均流速、 g : 重力加速度、 S_{0x} : x 方向水路勾配、 S_{0y} : y 方向水路勾配、 S_{fx} : x 方向の底面摩擦勾配、 S_{fy} : y 方向底面摩擦勾配、 ε : 水平方向の渦動粘性係数、 n : マニングの粗度係数、 q : 横流入量

(2) MacCormack 法による基礎式の差分化

MacCormack 法 (以下、MC 法と略す) は、時間 step 毎に粗い近似 (予測子段階) とその修正 (修正子段階) を繰り返す時間依存差分法の一つである。この手法は時間・空間方向に二次の精度を持ち、跳水を含む計算や段波などの計算においても安定に解析できる。

MC 法による差分式は下記のとおりとなる。

[予測子段階]

$$U_{i,j}^p = U_{i,j}^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left\{ (E_{i,j}^n - E_{i-1,j}^n) - (Q_{xi,j}^n - Q_{xi-1,j}^n) \right\} - \frac{\Delta t}{\Delta y} \left\{ (F_{i,j}^n - F_{i,j-1}^n) - (Q_{yi,j}^n - Q_{yi,j-1}^n) \right\} + \Delta t C_{i,j}^n \quad \dots (4.3.2)$$

[修正子段階]

$$U_{i,j}^{n+1} = \frac{1}{2} (U_{i,j}^n + U_{i,j}^p) - \frac{1}{2} \frac{\Delta t}{\Delta x} \left\{ (E_{i+1,j}^p - E_{i,j}^p) + (Q_{xi+1,j}^p - Q_{xi,j}^p) \right\} - \frac{1}{2} \frac{\Delta t}{\Delta y} \left\{ (F_{i,j+1}^p - F_{i,j}^p) + (Q_{yi,j+1}^p - Q_{yi,j}^p) \right\} + \frac{\Delta t}{2} C_{i,j}^p \quad \dots (4.3.3)$$

$$Q_{xi,j} = \frac{k}{8} (U_{i+1,j} - 2U_{i,j} + U_{i-1,j}) \quad , \quad Q_{yi,j} = \frac{k}{8} (U_{i,j+1} - 2U_{i,j} + U_{i,j-1}) \quad \dots (4.3.4)$$

ここに、 Δt ：時間間隔、 $\Delta x, \Delta y$ ：空間差分間隔、 Q_x, Q_y ：人工粘性、下付き添字 i, j ：空間位置を現す添字、上付き添字 n, p, c ：それぞれ現時刻および予測子段階での解あるいはその解より求められる値を示す。水平拡散項の差分には、中央差分を用いた。

解析領域の境界にあたるメッシュにおいては、 h, u, v の各値を設定する必要がある。本モデルでは、slip 条件を与えるものとし、たとえば、図 4-3-1 の場合、下式のようにそれぞれの値を設定する。

$$\begin{aligned} h_{iw} &= h_{iw+1} \\ u_{iw} &= 0 \\ v_{iw} &= v_{iw+1} \\ h_{jw} &= h_{jw-1} \\ u_{jw} &= u_{jw-1} \\ v_{jw} &= 0 \end{aligned}$$

(3) 氾濫実験との比較検討

ここでは中川⁸⁾が行った市街地氾濫実験と上記のモデルによるシミュレーション結果を比較し、計算法の妥当性を確認する。

① 氾濫実験の概要と計算条件

実験装置は図 4-3-1 に示すような 1.84m 四方の水平に設置した発泡スチロール性の氾濫台とその 1 辺に幅 20cm のゲートを架設した

貯水槽からなる。氾濫台上に図中に示すようなウレタン性のブロックを格子状に配置し、これを市街地家屋群とみなしてゲートを瞬時に引き上げて市街地家屋群中での破堤氾濫を模擬したものである。実験の詳細については文献を参照されたい。

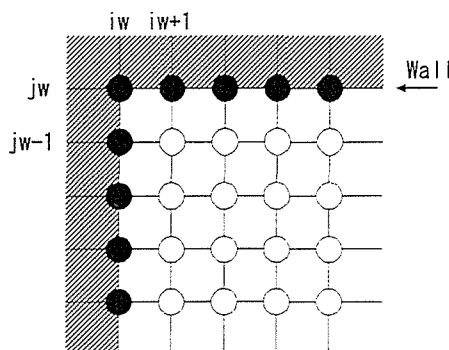


図 4-3-1 境界メッシュ

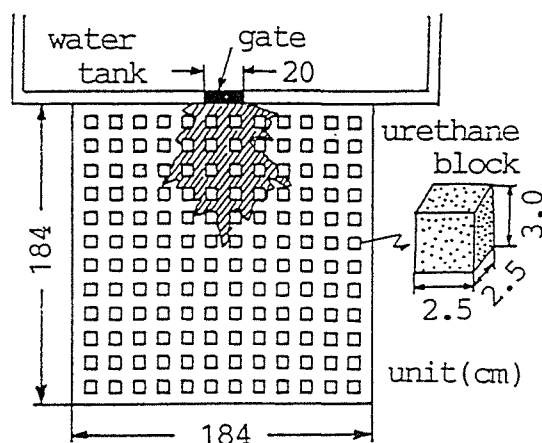


図 4-3-2 実験装置の概要

②実験結果と計算結果の比較

右に、計算条件を示す。破堤口からの流出ハイドログラフは、中川の計測結果を基に、参考図のように単純化して与えた。図 4-3-3 および図 4-3-4 に実験と計算による氾濫形状と破堤口中心線上の水面形についての比較結果を示す。まず、図 4-3-3 は、氾濫原に家屋ブロックを配置していない一様場を対象としたものである。このケースの場合、水深については計算値の方が若干大きく、到達範囲も大きくなっているが、氾濫形状は実験値同様ほぼ円形状に広がる事が再現されており、一様場における計算方法の妥当性が認められる。図 4-3-4 は、家屋ブロックを 10.5cm 間隔で配置したケースであり、計算上、家屋ブロックのあるメッシュにおいては粗度係数を $n=0.04$ とし、その他メッシュについては $n=0.01$ として計算して

いる。この結果によると、家屋ブロックのないケースに比較して氾濫形状は三角形状となり計算値はその傾向を良く表現している。また、水面形についても実験値と比較的良く一致している。ただし、実験結果では、氾濫水の広がりかたは、家屋ブロックの影響から舌状に広がっているが計算ではこれを表現できていない。そこで、計算格子を家屋ブロックの大きさとして解析した結果が、図 4-3-5 である。計算結果は、水深 2mm の等水深線を表したものであり、氾濫水の広がりかたは家屋ブロックの影響を受けて多少凹凸のある広がり

図 4-3-5 小メッシュによる解析結果方を再現しているが、実験結果に見られるほどの舌状の形状は表現し得ていない。これは、実験規模では、水の表面張力の影響が氾濫水の広がり方にかなり影響していることが考えられるが、計算ではその影響を考慮していないことが影響していると想定される。

このように、家屋ブロック規模を格子サイズに設定するとブロックによる遮蔽効果を取り込んだ氾濫形状をある程度表現できるが、実験にみられる舌状の不規則な形状は再現することはできず、また、破堤氾濫などの実際規模の氾濫現象を解析することを想定すると総格子数は増大し、時間的、経済的な視点から実用的には適用が難しいと考えられる。したがって、家屋規模よりも大きな格子サイズのもとで解析を行うためには、家屋の存在を何等かの形で格子特性の中に取り込んで解析する必要がある。その方法としては、上記したように家屋のあるメッシュとその他のメッシュ（道路部）の粗度係数を変えて解析する方法と、中川のように 1 格子内の家屋面積率を基にした平均的な通過率の概念を用いる

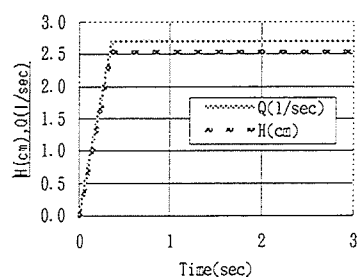
[計算条件]

$$\Delta x = \Delta y = 5.0\text{cm}$$

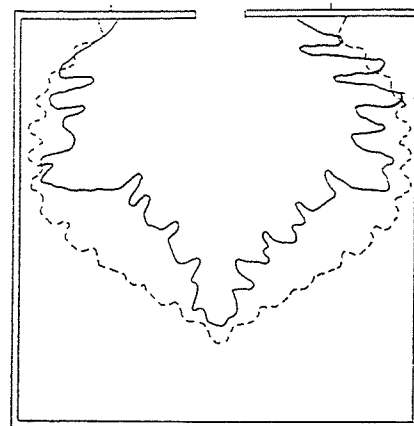
$$\Delta t = 0.005\text{sec}$$

氾濫水先端条件

$$h < 0.01\text{cm} \rightarrow u=v=0.0$$



参考図 破堤口からの
流出ハイドログラフ



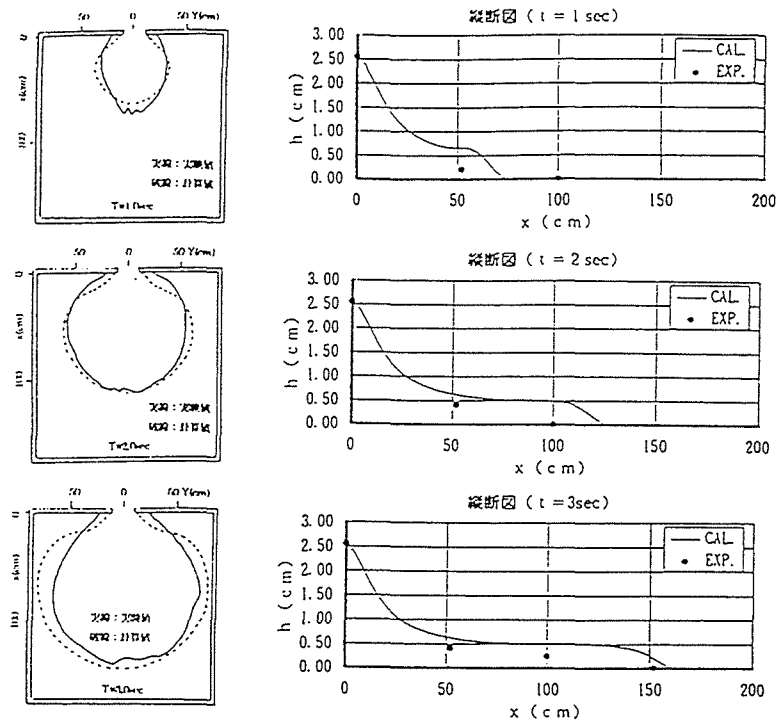


図 4-3-3 実験と計算による氾濫形状と水面形 (家屋ブロックなし)

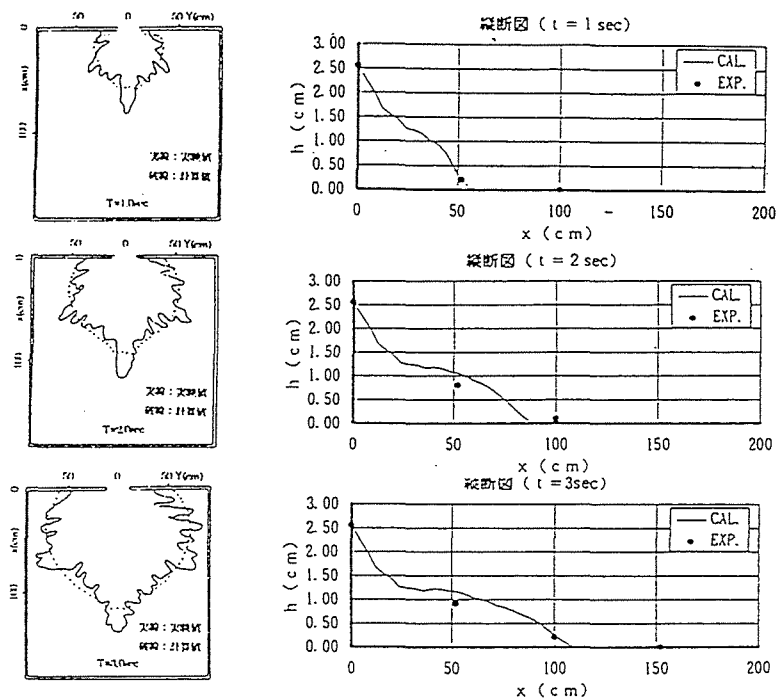


図 4-3-4 実験と計算による氾濫形状と水面形 (家屋ブロックあり)

ものに分類されよう。中川は、家屋の存在効果を粗度係数あるいは通過率で表現してもほぼ同様の解析結果を得ることができると指摘しているが、実際の家屋配置が種々の形態を有することを考慮すると最も通過しやすい方向（例えば、道路の向き）とそうでない方向を適確に表現するためには、方向に応じて粗度係数や通過率を変化させる必要があり、メッシュ内平均の値で評価することには問題があると考ええる。そうした場合、2次元による解析よりもむしろ1次元解析のほうが適確に主流方向を指定できるという面で優れると考えられる。これについては、後述する。

なお、本研究では、家屋ブロックのあるメッシュの粗度係数（0.04）を試行錯誤的に求めたが、実用上は、家屋密度から適切な粗度係数に変換する必要がある。これについて、福岡ら¹⁰⁾は、密集市街地を対象とした氾濫実験結果から、家屋面積率に応じて粗度係数を実験的に求めており、その結果は、表 4-3-1 および図 4-3-6 に示されるとおりである。家屋面積率が同程度であっても、家屋の形状や流れの状況により死水域の状況が異なり、粗度係数の推定値にはバラツキが見られるが、表 4-3-1 は家屋占有率がほぼ等しいと思われる範囲毎の平均を示したものである。図 4-3-3 に示したケースで設定した粗度係数は 0.04 であり、家屋面積率は、25%($= (5.0 \times 5.0) / (2.5 \times 2.5)$)であることから、福岡らの結果とほぼ一致している。また、土木研究所¹²⁾では、建物占有率、底面粗度係数、浸水深の関数として等価粗度係数を算定する方法が提案されている。いずれにしても、模型実験や氾濫実績との検証を踏まえながら妥当な粗度係数を設定する必要があるだろう。

表 4-3-1 家屋占有率と粗度係数の設定例

家屋面積(%)	模型粗度係数	現地粗度係数
道路	0.020	0.043
0～20	0.026	0.056
20～50	0.040	0.084
50～80	0.047	0.096
80以上	1.000	1.000

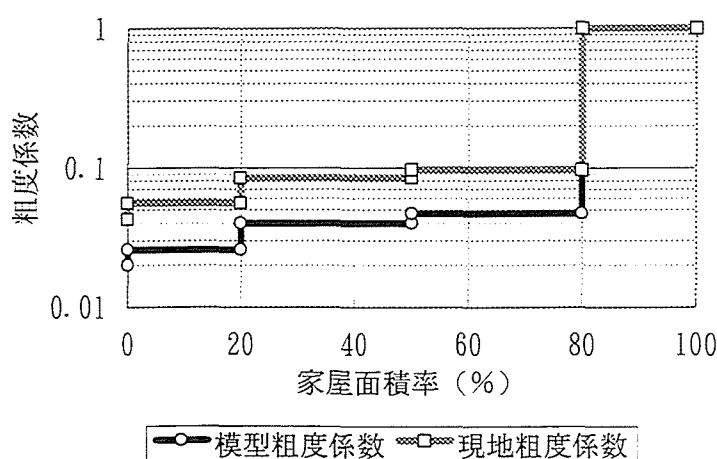


図 4-3-6 家屋占有面積率と粗度係数の設定例（福岡ら¹⁰⁾）

(4) 人工粘性係数に関する数値実験

MC法では、人工粘性項を導入している。ここでは、人工粘性係数を変化させた場合の氾濫水の水面形状について数値実験する。なお、検討に用いた氾濫場の条件は、先に示した氾濫実験と同様であり、家屋ブロックのない状況を対象とする。図 4-3-7 に、 $t=3(\text{sec})$ の時の各ケースの氾濫水先端付近の水面形（氾濫場中心線上）を比較して示す。これによると、 $k=0.0(\text{m/s})$ すなわち、人工粘性項を考慮しない場合は、水面形は波を打っている状況にあり、また、氾濫水の先端位置から見ても実験結果とは大きく異なる結果となっている。それに対して、人工粘性項を考慮した場合はほぼどのケースも同じような水面形をしているが、人工粘性係数を大きくしたほど、水面形は平滑化されている状況にあり、若干ではあるが氾濫水の到達位置も異なっている。このことから、MC法では、人工粘性係数を導入することにより安定な計算が可能となるが、余り大きな人工粘性係数を与えることは解析結果を平滑化しすぎる傾向となることが判断される。

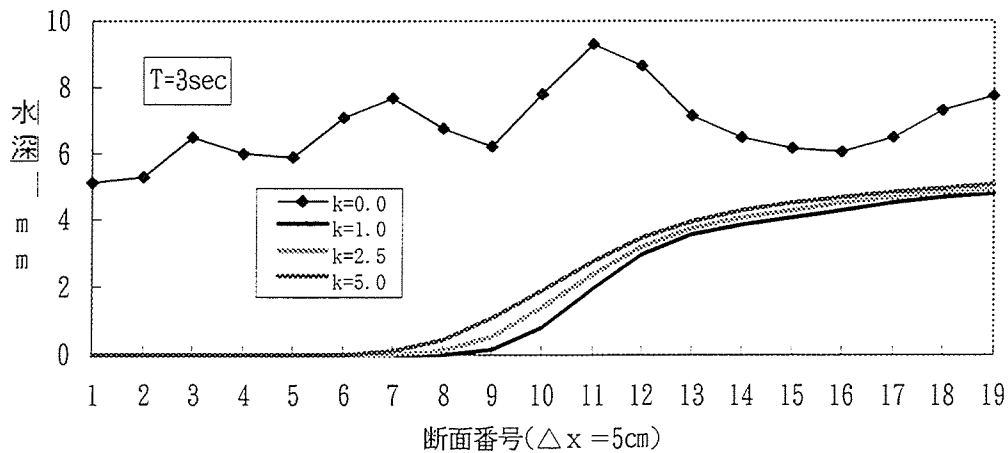


図 4-3-7 人工粘性係数に関する数値実験結果

(5) 氾濫水先端条件に関する数値実験

氾濫計算を行う場合、氾濫場内に全く水がない状態から氾濫水が伝播していく状況を解析する必要があり、何らかの境界条件を設定する必要がある。本モデルでは、対象メッシュ内の水深がある値に達するまでは、当該メッシュの流速はゼロとし、氾濫水の伝播を表す方法としている。ここでは、先端条件をいくつか変化させ、その水面形状の比較を行って先端条件の影響について検討する。図 4-3-8 は、先端条件として図中の 3 ケースを設定して計算した水面形（氾濫場中心線上）を比較して示したものである。なお、解析条件は氾濫実験の家屋ブロックのないケースと同様であり、人工粘性係数は $k=2.5(\text{m/s})$ とした。これによると、先端条件として大きな値を用いるほど、氾濫水先端の水面勾配は大きくなり、また、当然のごとく、氾濫水の到達位置も遅くなる傾向にある。しかしながら、今回検討した程度の先端条件の違いでは余り大きな水面形の変化は生じず、また、何れの計算ケースも安定に計算することができたが、この先端条件は、適用する場のスケール（地形

状況、氾濫水流の規模）に応じて適した条件があると思われ、実績氾濫への適用を図りながら、先端条件の望ましい設定法について検討していく必要がある。

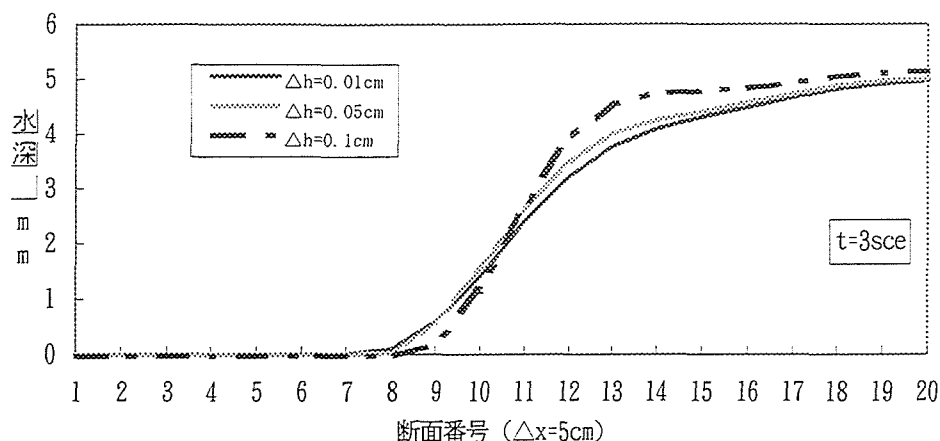


図 4-3-8 氾濫水先端条件に関する数値実験結果

4. 3. 2 一次元ネットワーク氾濫モデル

都市域における水害氾濫状況を概観すると、昭和57年長崎水害¹³⁾にみられるように道路に氾濫水が集中して流れることが特徴として挙げられる。また、福岡ら¹⁴⁾の市街地模型による破堤氾濫の実験による結果でも、破堤点から約250m（現地換算）した地点では、概ね氾濫流量の約半分程度が道路に集中して流れていることが示されている。これらの結果から、著者は、道路網に着目した氾濫解析が有効ではないかと判断した。著者ら¹⁵⁾は、緩やかな地形勾配を有する流域における水路網を対象とした氾濫解析法として加速度項と慣性項を省略した一次元ネットワーク不定流モデルを提案している。水路網の場合は、水路勾配自体が緩やかであり、流下途中で常流・射流が混在した流れは通常生じない。本研究のように、道路網を対象とした氾濫解析の場合は、場合によっては段波状の流れや常流・射流が混在した複雑な流れとなる。そこで、本研究では、こうした不連続な現象を含む流れにも適する計算法として3. の幹線ネットワーク流量・水位解析手法で適用したMC法による差分近似を適用し、一次元ネットワーク氾濫モデルを定式化する。

(1) 流れの基礎式

一次元ネットワーク氾濫モデルの基礎式は、開水路状態における一次元不定流の基礎式であり、保存則型で表わせれば下記のとおりである。

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial f}{\partial X} = b \quad \dots\dots\dots (4.3.5)$$

ここに、

$$U = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix}, f = \begin{pmatrix} Q \\ (p/\rho)_b + Q^2/A \end{pmatrix}, b = \begin{pmatrix} q \\ gA(S_z - S_f) \end{pmatrix}$$

A : 流水断面積、 Q : 流量、 p : 圧力、 ρ : 密度、 q : 横流入（出）量、 g : 重力

加速度、 S_z ：地表勾配、 S_f ：摩擦勾配（ $=n^2 Q |Q| / A^2 / R^{4/3}$ ）、 n ：マンニングの粗度係数、 R ：径深

横流入（出）量 q は、3. で述べた管渠システムでの解析結果から得られる溢水量及び後述する家屋群への流出（あるいは、家屋群からの流入）水量である。

（２）MC 法による差分化

二次元の場合と同様に予測子段階、修正子段階の差分式は下記のように表される。

$$[\text{予測子段階}] : U_j^p = U_j^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} (F_{j+1}^n - F_j^n) + \Delta t b_j^n + V_j^n \quad \cdots \cdots (4.3.6)$$

$$[\text{修正子段階}] : U_j^{n+1} = \frac{1}{2} (U_j^n + U_j^p) - \frac{\Delta t}{2\Delta x} (F_j^p - F_{j-1}^p) + \frac{1}{2} (\Delta t b_j^p + V_j^p) \quad \cdots \cdots (4.3.7)$$

ここに、 Δt ：計算時間間隔、 Δx ：距離に関する差分間隔、 n, p ：それぞれ現時刻、修正子段階を表すサフィックス、 j ：距離ステップを表すサフィックス、 V ：人工粘性項

人工粘性項については、種々の形式が提案されているが、本研究では岡部ら¹⁵⁾の用いた下式を用いる。

$$\text{予測子段階} : V_j = -(D_{j+1} - D_j) \quad \cdots \cdots (4.3.8)$$

$$\text{修正子段階} : V_j = +(D_j - D_{j+1}) \quad \cdots \cdots (4.3.9)$$

$$\text{ただし、} D_j = Ku_* h_j (U_{j+1} - 2U_j + U_{j-1}) \Delta t / \Delta x^2 \quad \cdots \cdots (4.3.10)$$

（３）ネットワークへの適用

都市内の道路形態は、ネットワークを形成している。道路ネットワークは、交差点をノードと考えれば模式的に図 4-3-9 のような道路地盤高に応じて方向が決められた有向グラフとして記述される。

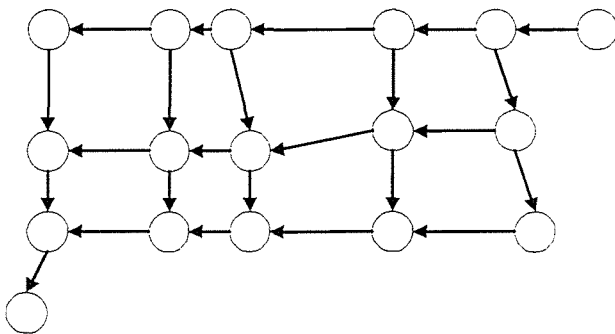


図 4-3-9 道路ネットワークのイメージ

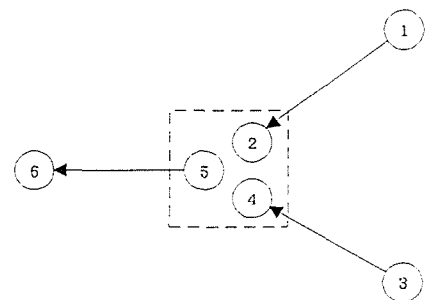


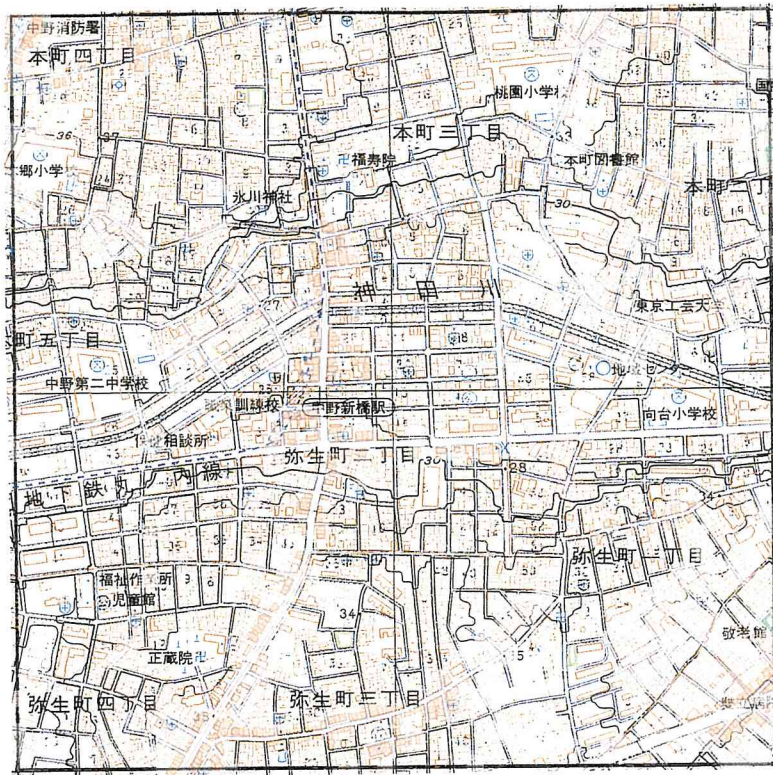
図 4-3-10 合流点の断面番号

各リンクにおける水理解析は上記のMC法により解析できる。したがって、道路交点（ノード）における境界条件を設定すれば良いことになる。図 4-3-10 のような合流点に対して水位および流量は連続であるとして、境界点での差分法として取り扱いの簡便な BOX 型のスキームを適用する。具体的には、以下の各式を連立して、それぞれ境界点での水深（断面積）、流量を求める。

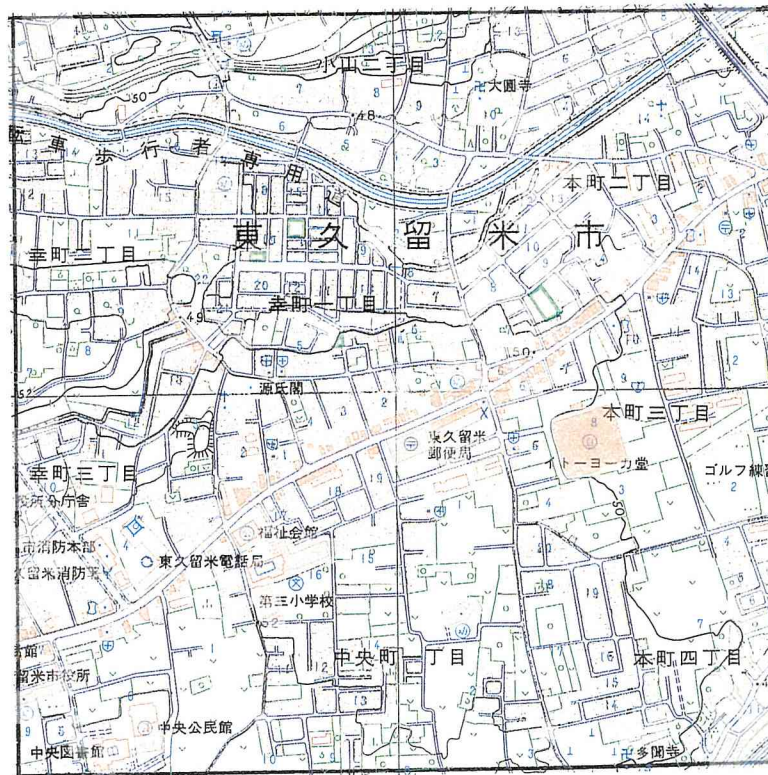
$$H_2 = H_4 = H_5 \quad \cdots \cdots (4.3.11)$$

$$Q_2 + Q_4 = Q_5 \quad \cdots \cdots (4.3.12)$$

【神田川：中野区弥生町二丁目周辺図】

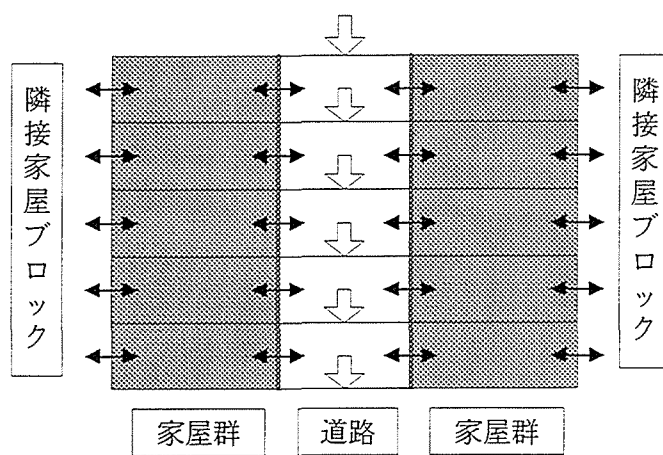
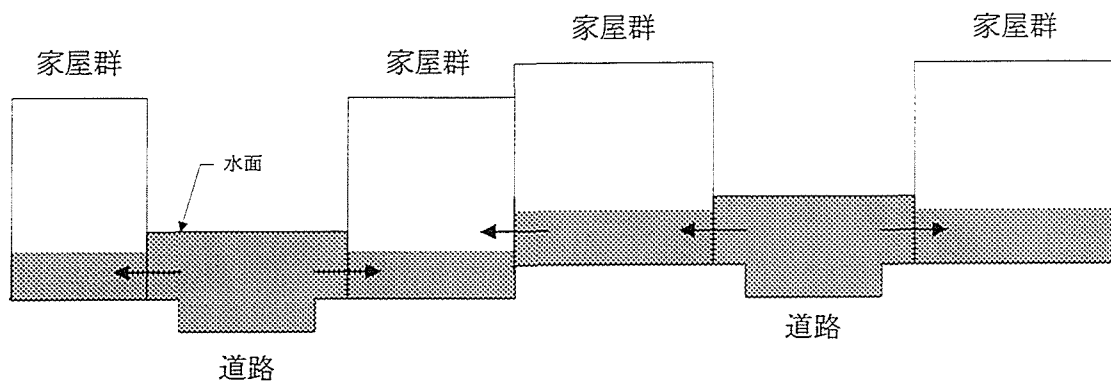


【黒目川：東久留米市幸町一丁目周辺図】

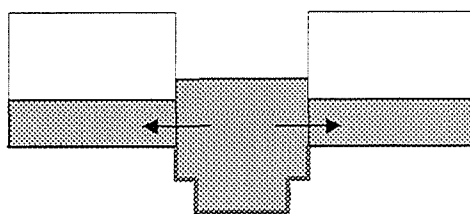


0m 500 1000m
1cm = 100m

図 4-3-12 実際の市街地の状況 (縮尺 1/10000)



道路部より家屋群への移流



家屋群より道路部への移流

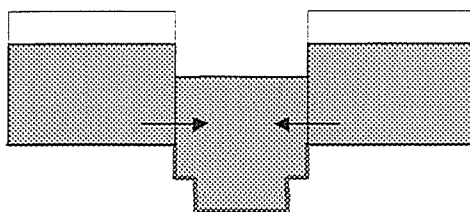


図 4-3-13 道路と家屋群との水の動きの模式図

すなわち、道路面を流下する水流は、密集家屋群内に拡散しながら流下していく。河川での流れに例えれば、河道の側面に死水域が連続して配置されている状況、あるいは水制群が設置されている状況に類似している。すなわち、主流域の流速に比較して死水域では流れが渦状になっており、主流域が増水時には死水域へ流れ込み、主流の水位が低くなった段階で死水域から主流部へ流れ出すという現象となる。こうした流れに関しては、例えば、複断面河道における樹木群の流れに及ぼす影響を考慮するため、実験的な検討や、近年の計算技術の発展により、平面2次元解析や場合によっては3次元解析が実施され、主流部と死水域との相互作用についての研究がなされている。しかし、本研究では、極力簡単な方法で密集市街地内（氾濫場）における水位と道路内を流れる主流の相互作用を評価できないかを検討する。

主流部（道路部）と氾濫場（死水域部）の交換流量の算定にあたっては、主流部と死水域部の水位差あるいは水面勾配を用いて評価するのが妥当であろう。そのアプローチとしては、例えば、

- ①. 主流部と死水域の境界に何らかの構造物（例えば、堰構造物）を仮定し水位差と流量係数により交換流量を評価する方法
- ②. 家屋密集状況を粗度係数に反映させて定常等流として解析する方法
- ③. 家屋群を透過体と仮定して浸透流的な扱いをする方法

のような方法が考えられる。①の方法では構造物の諸元、例えば、堰幅、堰長などと流量係数を定める必要がある。また、②では平面2次元モデルで言及したように家屋密集度と粗度係数を対応付ける必要がある。③では、（擬似）透水係数を設定する必要がある。

家屋群内の平均流速は非常に小さいものとなることを考慮すると、③の浸透流的な取り扱いが可能ではないかと考える。例えば、図4-3-14は、清水ら¹⁹⁾が水路横断面内に植性体を伴う流れ場の解析を行うために行った実験の横断方向の平均流速分布である。図中 $Z=25\text{cm}$ の地点を境界として左側が植性域、右側が非植性域である。この結果によると植性域では、水深方向に流速分布は一様となっており、浸透流解析において常用されるDupuitの準一様流の仮定が成立しているように考えられる。この実験結果は、流下方向の主流速の結果であり、本研究の対象としている主流からの横断方向の流速ではないが、植性体等の透過物が存在する場合にはその領域内の流速は一樣流に近いものになることが想定される。

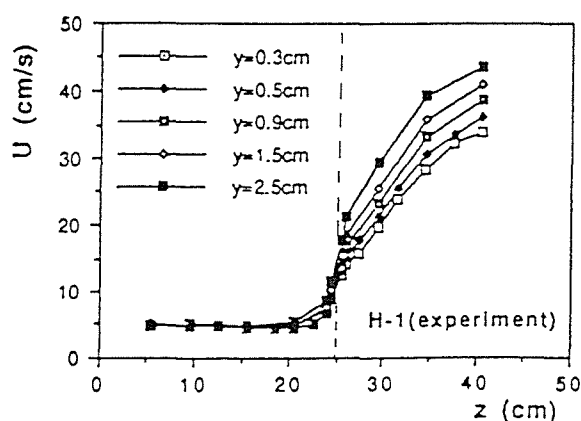


図4-3-14 植性体における流速分布の例

密集市街地は家屋配置も複雑であり、実験のような規則正しい植性配置の状況とは状況が異なるが、解析対象とする道路網が動脈とすれば、密集市街地内の路地（あるいは家屋内）を通過する流れは毛細血管のように例えることができよう。したがって、本研究では、氾濫原（密集市街地内）と主流部の交換流量の算定における水の挙動を浸透流的な扱いにより解析することを提案する。すなわち、各メッシュにおいては、道路部と家屋群との流量は、式（4.3.5）の横流入量 q として表現され、Darcy の経験法則により、下式のように表わす。

$$q = khI \quad \dots\dots\dots (4.3.16)$$

$$I = -\frac{dh}{ds} = -\frac{d}{ds}\left(\frac{p}{\omega} + z^*\right) \quad \dots\dots\dots (4.3.17)$$

ここに、 q ：単位幅流量、 h ：ピエゾ水頭、 p/ω ：圧力水頭、 z^* ：高度水頭、 k ：透水係数、 s ：道路から氾濫原の方向の距離である。

式（4.3.16）、（4.3.17）は、自由地下水の基礎式であり、自由水面が未知量として変化するため、ポテンシャル理論として解析解を求めることは難しい。そこで、自由水面の勾配が小さく、流れの方向がほぼ s 軸に平行で静水圧分布が仮定できる流れ、すなわち、Dupuit の準一様流の仮定に従えば、道路と家屋群の間の流量は下記のように表わせる。

図 4-3-15 の記号に従えば、

$$h = p/\omega + y \approx (h - y) + y = h(\text{水深}) \quad \dots\dots (4.3.18)$$

$$q = uh = -hk \frac{dh}{ds} \quad \dots (4.3.19)$$

水面形は、上記式（4.3.19）を積分して下記の放物線で表される。

$$h_1^2 - h^2 = \frac{2q}{k}s \quad \dots (4.3.20)$$

今、 $s = L$ で $h = h_2$ であるから、結局、単位幅当り流量は次式となる。

$$q = \frac{k}{2L}(h_1^2 - h_2^2) \quad \dots\dots\dots (4.3.21)$$

準一様流の仮定は、透過体の長さ L が上・下流の水位差 Δh に比べて十分大きい場合に適合する。今、道路沿いの建物を透過体と想定するとそのスケールは概ね 10 m 程度であり、道路上の氾濫水の水深と家屋群内の堪水深の差は大きくても数十 cm のオーダーであると考えれば十分適合条件を満たしていると考えられる。

なお、上記の方式で求められる道路部と家屋群内との交換流量を考慮すると、家屋群内における連続式が新たに必要である。その連続式は、下記のとおりである。

$$A_h \frac{dh_2}{dt} = (q - q_o)\Delta x \quad \dots\dots\dots (4.3.22)$$

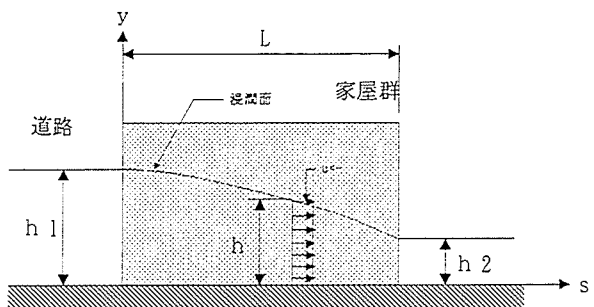


図 4-3-15 準一様流の仮定

ここに、 A_h ：家屋群の面積、 h_2 ：家屋群内の水深、 q ：道路部との単位幅当り交換流量（道路から家屋群内に移流する場合＋、その逆の場合－）、 q_o ：隣接する家屋ブロックへの単位幅当り流出水量、 Δx ：道路の計算格子幅

式（4.3.22）で、道路と家屋群の交換流量を求めることができるが、そのパラメーターは、透水係数 k である。この透水係数は、当然ながら通常の浸透流解析に用いられる透水係数よりも相当に大きな値となるものであり、「擬似透水係数」とも呼べるものである。しかし概念的には、先に述べた通過率の概念と類似しており、家屋の占有率と結び付けられるものである。すなわち、密集度が低いほど大きな値をとり、密集度が高いほど小さな値をとる。極端な場合、不透過体である場合（すなわち、路地等がなく、側面が壁の状態）には、 $k=0$ と考えればよい。実際に解析するにあたっては、「擬似透水係数」と家屋密集度との関連を検討する必要がある。これについては、既往の実験成果や都市内微地形の分析及び家屋・建物の配置形状を考慮した詳細メッシュによる２次元解析結果等を踏まえてモデル化していきたいと考えている。

（５）数値事例

ここでは、常流・射流の混在した状況に上記モデルを適用した事例を示す。解析対象は、K市における急勾配区間を含む実際の道路を対象とした。図 4-3-16 に解析結果の例を示す。対象とした道路は、緩勾配、急勾配、緩勾配の形状となっており、最上流点より、段波状のハイドログラフ（ピーク流量 $2.5\text{m}^3/\text{s}$ ）を流下させた。図には、最大流速とフルード数の縦断変化を示しているが、急勾配地点では、最大流速が秒速 2m 程度（水深約 10cm ）、フルード数 3 程度の射流状態となって歩行者等にとっては危険な状態が想定される。ここには示していないが、射流から常流への遷移点においても安定に計算ができており、この解析モデルにより谷底低地等で発生する可能性のある斜面からの落水による危険度評価等に対して本モデルは有効であると考えられる。なお、この検討においては、氾濫原の形状については、図 4-3-17 に示したように氾濫原の横断勾配として $1/100$ の勾配を設定して解析しており、前述した家屋群との交流量の影響は考慮していない。

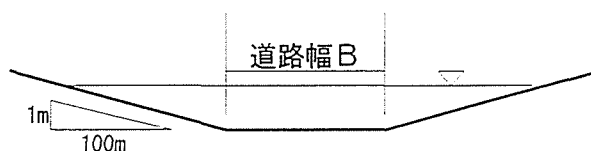


図 4-3-17 数値事例における道路横断形状

もう 1 つの事例として、平面 2 次元モデルと比較した数値事例を示す。対象とした氾濫場は、図 4-3-18 に示されるように幅員が 10m の道路が延長 50m の間隔（勾配 $= 0$ ）で格子状に配置されており、道路で囲まれた氾濫場は $1/100$ の勾配の四角錐状（横断面図参照）であると仮定したものである。A-A 断面の上部から三角波形の氾濫水（ピーク流量 $0.5\text{m}^3/\text{s}$ ）を 5 分間にわたって流入させた。図 4-3-19 は、A-A 断面と B-B 断面での水面形を比較したものである。これによると、一次元モデルの方が若干スムーズな水面となっているが、両モデルの水面形は良く一致している。このことから氾濫場の形状、粗度係

数等を適切に設定することにより、道路面を走る氾濫水の挙動は一次元モデルでも再現可能であると考えられる。

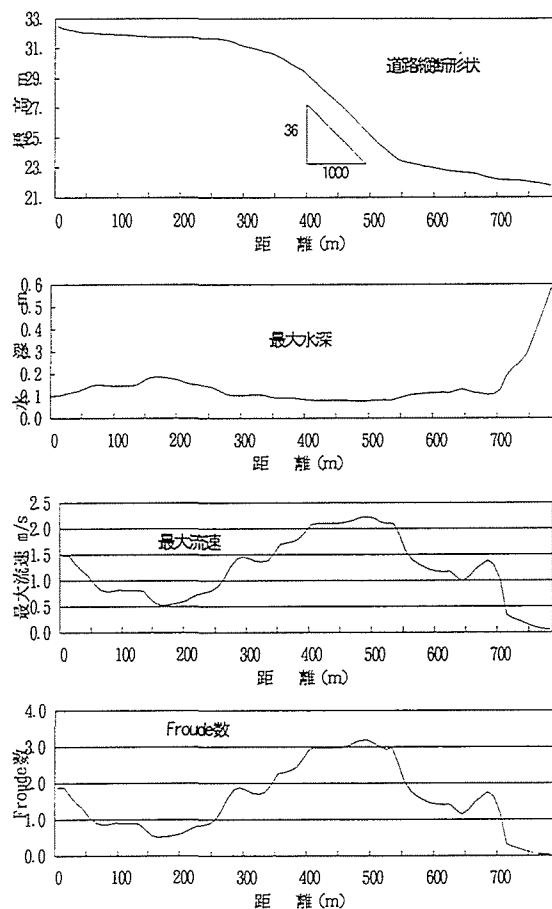


図 4-3-16 急勾配道路での計算結果

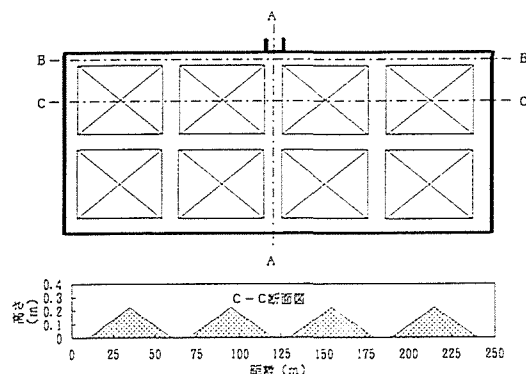


図 4-3-18 格子状モデル道路網図

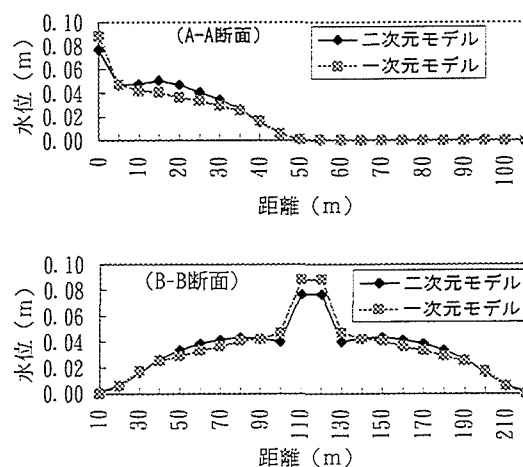


図 4-3-19 水位縦横断面図の比較

4. 3. 3 実用的課題と適用性

上記の数値事例で示されたように基本的には2次元モデルと1次元モデルでは氾濫水の到達範囲・到達時間等はパラメーターを適切に設定することによりほぼ同等の解析結果を得ることが可能であると考えられる。したがって、実際の問題への適用にあたっては、解析対象とする氾濫現象のスケール、対象地区の規模、地形特性や都市構造、雨水排水施設構造、要求される解析精度等を考慮して適する解析手法を選定する必要がある。すなわち、解析対象とする現象に応じて適用性の高いモデルを選定すべきである。また、上記のモデル選定とあわせて、実際問題への適用にあたって最も大変な作業は、計算メッシュの作成と各メッシュの家屋面積率等の属性の設定である。ここでは、こうした実用的課題を2次元モデルと1次元モデルのそれぞれについて考察し、その結果を受けて実際問題への適用性と

課題を整理する。

(1) 氾濫規模に対する適用性

実際の氾濫現象を解析する場合には、まず、氾濫地点及び氾濫量を設定し、概略の氾濫状況を想定して解析対象領域と空間および時間に関する計算格子のサイズを決定する必要がある。すなわち、氾濫量が小さい場合には、空間的に大きなメッシュサイズを採用すると計算水深は小さく算定され、相対的に数値計算誤差の集積の影響を受けやすくなるとともに、氾濫水の挙動を的確に表現することができない。逆に、大規模氾濫の場合には、空間的に小さいメッシュサイズを採用すると解析領域の総格子数が増大するとともに安定な計算を行うための計算時間間隔を小さくする必要があり、解析に要する労力、時間ならびに経済的な面から不利となる。

一般的に、内水氾濫では、内水流域に降った降雨が地域内に氾濫するのであるから、氾濫量は小さく、また、4.2でも述べたように浸水する地区数は多いが浸水面積自体は比較的小さい。都市域においては、内水排除は下水道施設が受け持っていることが多く、氾濫は下水道のマンホール等からの吹き上げによって生じることが多い。このような場合には、溢水した水は道路を排水経路として順次地盤高の低い箇所へ流下していき湛水することになり、道路横断方向への氾濫水の拡散もそれほど顕著ではないと考えられる。したがって、内水氾濫の場合は、道路網の状況を的確に表現できる1次元ネットワーク氾濫解析モデルの方が精度よく解析できるであろう。もちろん2次元モデルによっても解析可能であるが、その際には、道路の状況を表現できるメッシュサイズ、たとえば、10m程度のメッシュサイズを設定する必要があると考えられ、解析メッシュ数はかなり多くなる。なお、氾濫水が道路に集中して流下する状況は、都市域において顕著であり、農地等が支配的な氾濫域では、二次元モデルの適用性が高いであろう。

一方、外水氾濫の場合、特に破堤氾濫の場合は、家屋の流失を生じさせるほどの流速となることから、破堤点近傍での氾濫水は道路部分にはかなり集中して流れるものの氾濫水の横断方向への拡散も大きい。したがって、流水の二次元性を評価することが必要となり、二次元解析が適用性が高いであろう。また、氾濫量は、かなり大きいことから内水氾濫に比較して大きなメッシュサイズで解析が可能であるが、道路や排水路による排水能力を同じメッシュサイズで表現するためにはメッシュサイズをある程度小さくする必要がある。その効果を表現するため、井上²⁰⁾や中川⁸⁾らは、二次元モデルに排水路施設を線的施設として導入し、同時に解析する手法を提案しているが、排水路の縦・横断形状はかなり単純化して解析している。なお、破堤氾濫ではなく、堤防溢水や無堤部浸水などは、河川の流下能力を超えた部分が氾濫水となることから、氾濫水量ならびに溢水地点周辺での流況はそれほど激しくなく、氾濫水の挙動特性としては、内水氾濫の形態に近いと考えられ、1次元ネットワーク氾濫モデルが適用可能であろう。

(2) 計算メッシュ作成方法

上記の氾濫規模を考慮した解析方針を決定した後は、計算メッシュを作成する作業が必

要となる。この作業は、各メッシュの地盤高及び土地利用状況等の属性を設定するものであり、通常、煩雑であるが、近年コンピューター技術の進展により作業の軽減化が進んでいる。以下、二次元モデルと一次元モデルのメッシュ化作業の展望について述べよう。

①二次元モデルのメッシュデータ化

二次元のメッシュデータは、国土地理院によって数値地図として一般に供せられている。数値地図は、国土に関する地理的情報を数値化し、磁気記録媒体に集録したものであり、パソコンレベルで手軽に利用でき、国土の自然状況、開発の状況、防災などに関する各種の土地条件等を把握するために、また諸計画の策定・実施を合理的かつ科学的に行うための基礎資料として各方面で利用されている。氾濫解析に必要となると考えられる数値地図としては、表 4-3-2 のようなものが提供されている。

表 4-3-2 数値地図の概要 ²¹⁾

項目	内容	備考
標高	2 次メッシュを経度方向及び緯度方向に等分して得られる各区画の中心点の標高値が収録されている。 メッシュサイズとしては下記のとおり。 50m メッシュ 250m メッシュ 1km メッシュ 1km メッシュ (平均標高)	国土地理院発行の縮尺 25000 分の 1 地形図に描かれている等高線から内捜により求めた標高。 標高値は 0.1m 単位で表示されているが、これは補間計算による結果を 0.1m まで表示したものにならず、0.1m までの精度を保証したものではない。
土地利用	国土数値情報と細密数値情報がある。 国土数値情報は 1km メッシュであり、全国網羅されている。 細密数値情報は、10m と 100m メッシュで整備されているが、首都圏・中部圏・近畿圏に限られている。	細密数値情報は時期として 4 時期の土地利用状況が整備されている。原データの利用は、公共機関に限られている。

作業の効率化のためには、これらの数値地図データを有効に活用することが望まれる。なお、福岡ら⁹⁾は、2 次元解析モデルにおいて密集市街地では道路の存在を評価する必要があるとして 10m メッシュによる解析を試みている。10m メッシュでは、データ作成に非常に手間がかかり、解析に要する時間、コスト上の問題も大きく、大きな氾濫域における解析には必ずしも最適な方法とはいえないと指摘している。数値地図を使うとすれば、現在のところ 50m が最小であろう。それ以下のメッシュサイズとする場合には、2500 分の 1 地形図等から読み取るあるいは 50m メッシュ標高データから内捜する等の作業が必要であろう。また、10m メッシュでは上記のような問題点があることから、福岡ら¹⁰⁾は一般曲線座標系を用いて計算格子を道路網に沿った任意の座標系にとることのできるモデル

を提案している。一般曲線座標系を用いたモデルは河道における流れ解析に多用されている。これは、河道地形を表現するデータが河川縦横断測量資料であり、これにより河道地形を表現する場合は一般曲線座標系の数値解析モデルが適するためである。氾濫解析において一般曲線座標系によるメッシュデータ作成は上記の数値地図データ等による内捜計算が必要となりデータ作成の手間はそれほど軽減されないと考えられる。なお、表 4-3-2 の備考に記述したように、数値地図の標高データは縮尺 25,000 分の 1 の地形図に描かれている等高線（10m 間隔）を基にした値であり、かなり誤差を含んだ値であることに留意しなければならない。したがって、微地形を正確に表現するためにメッシュサイズを細かくしたとしてもその標高データの精度は高くなっているとは限らない。そうした場合には、例えば、縮尺 2,500 分の 1 程度の地形図より読み取る等の作業が必要となるであろう。

②一次元モデルのメッシュデータ化

一次元モデルで必要とされるデータは、道路の連結状況、道路各地点の地盤高、および道路沿線の家屋状況等である。通常は、図 4-3-12 に示されるような地形図を参考に解析対象とする道路を決定し、各路線毎に例えば 2500 分の 1 程度の縮尺の地形図に記述されている地盤高をデータとして整理していく。これに関しては、2 次元モデルでのメッシュ作成と同様であるが、1 次元モデルでは、路線に沿ってその標高を整理していけばよく、内挿等の作業は必要ない。また、道路沿線の市街地の標高については地図上に表示されていることは少なく、道路標高から類推する必要がある。これに関しては、2 次元モデルでも同様のことがいえる。したがって、データとしては、街区ブロックの形状、家屋の密集度の判定（氾濫する場所かどうかの判定を含む）を行いデータベース化していく。なお、道路に面している街区ブロックの設定方法は、図 4-3-20 に示されるように下水道計画で行われている排水区画割平面図の作成方法と同様の方法によればよい。この方法によれば、各路線毎に氾濫域形状が異なるが、解析にあたっては、若干厳密さに欠けるが各路線の延長に一樣に市街地が分布していると仮定して行えばよいであろう。

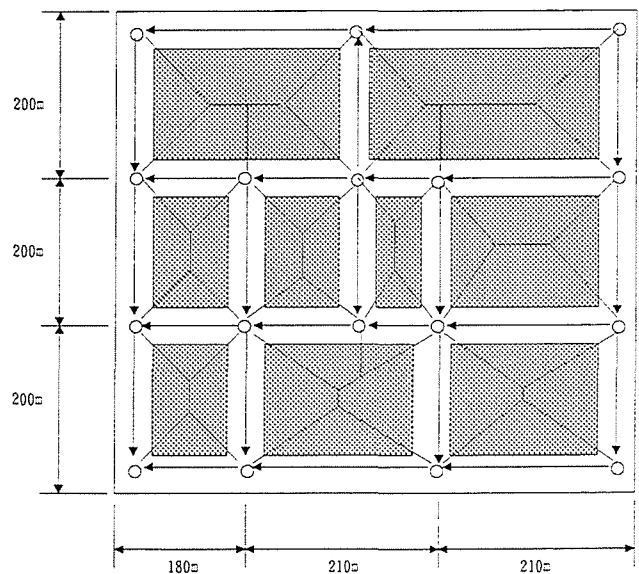


図 4-3-20 街区ブロックの設定方法

なお、政令指定都市レベルでは、多種多様な機能を求められている道路に関して高度な管理を実現するために、コンピューターを利用した「道路管理システム」の開発、利用促進を進めている。そのシステムでは、道路・占用物件の位置・状況などが共通の座標系で

デジタル地図化されており、基本図となる縮尺500分の1のベースマップは、道路台帳図から作成して入力し、道路・地形の地図と埋設物の図面等の図形情報がデータベースとして構築されている。また、下水道を実施している自治体では、膨大な量である下水道管渠の管理を効率的に行うため、マッピング技術を活用した「下水道台帳システム」の導入が図られている。都市域での氾濫解析を前提とするならば、こうしたマッピングシステムを活用することにより効率的にデータ作成が可能となると考えられる。

(3) モデルの適用性と課題

以上の考察のもとに、平面2次元モデルとネットワーク1次元モデルの適用性と課題を整理したものが、表4-3-3である。解析対象とする氾濫現象及び解析目的に応じて適宜その適用を検討する必要がある。

表 4-3-3 解析モデルの適用性と課題

項目	平面2次元モデル	ネットワーク1次元モデル
①氾濫規模	ほぼ全域が浸水するような大規模氾濫に適する。小規模氾濫の場合は、無駄が多い。	概ね道路冠水や軽微な床下浸水程度の小規模氾濫に適する。
②流域規模	適切なメッシュサイズを設定すれば特に制限はないが、小メッシュの場合は作業量の関係からある程度狭い流域が適する。	平面2次元に比べて広い領域を対象とすることが可能である。
③地形特性	特に関係ない	道路の路線別流域界がある程度明確に設定できることが望ましい。
④計算時間	1次元モデルに比較して多大である。	解析対象とする道路密度による。
⑤解析準備	地盤高、家屋密度等については細密数値情報等の既存メッシュデータがあれば比較的簡単である。大メッシュの場合は地形特性情報が失われる可能性が大きい。	道路標高・道路幅等の情報や流域界の設定が必要であり作業は煩雑である。道路台帳システムのようなマッピングシステムの活用や雨水排水施設区画割平面図等を活用できる。
⑥利点	<ul style="list-style-type: none"> ・解析結果の表示は比較的簡単である（水深コンター図、流速ベクトル等） ・メッシュ別の水深・流速により直接被害額算定が容易である。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ネットワーク理論の活用により溢水箇所と湛水箇所の関係を比較的容易に把握できる。 ・交通流等の対応が簡単であり、交通障害等の被害算定が容易である。 ・下水道ネットワーク等との対応が図り易い。
⑦共通課題	<ul style="list-style-type: none"> ●家屋密度に応じた粗度係数の設定方法の確立 ●解析準備作業の効率的な方法の確立 	

4. 4 結語

本章では、都市域における内水被害が増大している現状を踏まえ、都市域氾濫現象の特性を考慮した氾濫解析手法について提示した。都市域の氾濫特性としては、内水氾濫の場合氾濫規模は外水氾濫に比較して大きくはないが、密集市街地では氾濫水が道路に集中して流れ、また、実際の被害が発生する場所は地域内の微地形に影響されている。そのため、本研究では、氾濫水の挙動をある程度微視的に表すことのできることを念頭に数値解析モデルを提示した。具体的には、常流射流混在した流れを解析できることを念頭に、MaCormack スキームを適用して、平面 2 次元モデルおよびネットワーク 1 次元モデルを提案した。平面 2 次元モデルでは、家屋の存在を粗度係数と関連付けることにより実験結果と整合することを示した。試行錯誤的に設定した粗度係数は、福岡らの実験結果とほぼ同じ値となっており、家屋密度により概略の粗度係数を与えることが示された。ネットワーク 1 次元氾濫モデルにおいては、道路と密集市街地との交換流量を浸透流モデルとして提案したが、本モデルの基本的仮定及びパラメータである擬似透水係数の設定方法等に課題が残されている。今後は、実際の氾濫現象への適用を図り、氾濫場のモデル化の方法、モデルの適用性、雨水排水システムとの連携（溢水、排水）、超過洪水時における道路網を活用した排水計画、都市域における氾濫被害評価手法等について研究していきたいと考えている。

【参考文献】

- 1) 大都市における雨水整備研究会：下水道－雨水排水整備目標の高水準化に向けて、平成 4 年 1 2 月
- 2) 栗城稔・末次忠司：都市低平地における氾濫の精神的影響の評価、下水道協会誌、第 33 巻、第 400 号、平成 8 年 6 月
- 3) 建設省河川局：水害統計平成 2 年度版、1992.
- 4) 河田恵昭・中川一：三隅川の洪水災害－洪水氾濫と家屋の被害－、京都大学防災研究所年報、第 27 号 B-2,1984.
- 5) 平井真砂郎・道上正規・檜谷治：都市域における浸水氾濫解析に関する基礎的研究、水工学論文集、第 40 巻、pp.405～412、1996 年 2 月
- 6) 平井真砂郎：都市域における浸水氾濫解析、NSC 研究年報、Vol.20,No.2,pp.1～12、1995.
- 7) 岩佐義朗・井上和也・水鳥雅文：氾濫水の水利の数値解析法、京大防災研究所年報、第 23 号 B-2、pp.305～317、1980.
- 8) 中川 一：洪水および土砂氾濫災害の危険度評価に関する研究、京都大学学位論文、1989.
- 9) 福岡捷二・松永宜夫：密集市街地における洪水氾濫流解析と氾濫流制御の試み、水工

学論文集、第36巻、1992.

- 10) 福岡捷二・川島幹雄・松永宜夫・前内永敏：密集市街地の氾濫流に関する研究、土木学会論文集、No.491/II-27、pp.51～60,1994.5.
- 11) 日本機械学会編：流れの数値シミュレーション、コロナ社
- 12) 栗木稔・末次忠司・海野仁・田中義人・小林裕明：氾濫シミュレーションマニュアル（案）、土木研究所資料第3400号、1996
- 13) 国立防災科学技術センター編：豪雨・洪水防災、pp.139～172.1 昭和62年9月
- 14) 前出10)
- 15) Nomura Y., Asada K. and M. Hirai: Plan for Effective Utilization of Trunk Drainage Pipe Constructed in Advance and Its Evaluation, 5th ICUSD, 1990.
- 16) 岡部健士・天羽誠二・石垣昌邦：常流・射流の遷移を伴う不等流の数値計算法について、水工学論文集、第36巻、1992.
- 17) Hirai M., Michiue M. and O. Hinokidani: Modeling of Flooding Phenomenon with Considering Road Network in Urbanized Area, XI APD-IAHR CONGRESS, 1998
- 18) 後藤渉：道路管理システムによる業務展開について、月刊下水道、Vol.20, No.10, 1997.
- 19) 清水義彦・辻本哲郎・中川博次：水路横断面内に植生帯を伴う流れ場の数値計算、水工学論文集、第36巻、1992.
- 20) 井上和也：開水路非定常流の数値計算とその水工学への応用に関する研究、京都大学学位論文、1986.
- 21) 国土地理院：数値地図ユーザーズガイド、日本地図センター

5. 結 論

本研究では、近年の都市域における浸水被害、特に内水被害が顕著であり、高度に都市化した地域における浸水被害の発生は社会経済に多大な影響を及ぼすという認識のもとに、都市域における雨水排除施設の再整備を効率的に策定するための水理解析モデルに関して基礎的な分析を行った。ここでは、各章で得られた主要な結論をまとめるとともに、それらを総括して今後の研究の方向性について述べる。

まず、第1章では、近年の浸水被害の発生状況について概観するとともに、特に都市域における浸水被害が顕著であり、その被害発生が社会経済活動に多大な影響を及ぼす点を指摘した。また、都市域においては能力の差こそあれ、ある程度の雨水排除能力を有しており、より安全な雨水排水システムを構築する、すなわち、雨水排水施設再整備計画の策定にあたっては、既往の施設の有する能力を十分に勘案して行うことが効率的な施設計画を立案する上で重要であることを指摘した。そうした基本的な方向性を示した上で、雨水排除システム再整備計画計画策定の計画プロセスを提示した。そのプロセスにおいては、概念的なモデルではなく物理的アプローチから構築された分析モデルを前提とすることで循環的な計画策定プロセスが実現可能となり、以下の各章において研究する水理解析サブシステムの位置付けを明確にした。

2章では、地表に降った降雨を収集する枝線ブロックにおける流出解析手法に関する研究について述べた。まず、既成市街地における雨水排水システムではマンホール等の貯留空間が点在していることから、それらの空間における貯留効果を明示的に表現できる雨水流出モデルを提案した。具体的には、ネットワークを構成する要素（管渠、マンホール）を総て解析対象とした分布定数系のモデルを提示し、それが多地点同時水位観測された結果と比較して十分な精度でサーチャージ状態を表現できることを示した。さらに、解析上の労力軽減のため、非満管時において流出実態とよく整合する修正RRL法をベースとして、マンホール貯留量をスロット貯留量に置き換え、その貯留量関数をマンホール密度、管渠密度等の流域特性により記述する集中定数系モデルの定式化を示した。集中定数系モデルと分布定数系モデルによる計算結果を比較すると、ピーク位置は若干ずれるもののおおむね流量波形は一致しており集中定数系モデルは、下水道の完備された流域における流出モデルとして有効であることが示された。ただし、ピーク位置が詳細モデルに比較して遅れて生ずる点が課題として残されており、圧力波伝播速度を内部化したモデル化を検討する必要がある。

2. 3では、修正RRL法のサブモデルの1つである浸透域からの流出現象について検討した。従来、高度に都市化された地域における流出解析手法としては、修正RRL法が多用されており、流出実態との適合性も比較的高いとされている。しかし、浸透域からの流出は、不浸透域からの流出に比較して有効降雨モデルにおいて違いがあるものの流出プロセスは同様に取り扱われている。本研究では、浸透域では植生その他の影響によりかなり

の遅滞効果があるという視点のもとに、浸透域からの流出モデルとして「Kinematic Wave モデル」を導入して、修正 RRL 法の適用性を高めた。提案された流出モデルは、浸透域が比較的多い住宅系土地利用地域において実施された流出実態調査の結果と比較された。その結果、浸透域における地表面貯留を考慮することにより適合性が高まることが示され、本研究で提案した流出モデルが不浸透面積率が比較的小さい流域における流出モデルとして実用的であることが示された。

2. 4 では、内水流域における河川、排水路、下水道などから構成される水路ネットワークに対し、マトリックス演算を応用した実用的な雨水流出解析法を提案した。このモデルは、Kinematic 近似が適用可能な水路網・管渠網における流量解析法であり、ネットワークシステムの流下能力診断の簡便な手法として位置づけられる。この手法を実際の内水域に適用して、十分な精度で流出実態を表現できることを示し、また、各種考えられる対策案の評価についても簡単な手続きで対応可能である点など、都市域における流出解析モデルとしての有効性を明らかにした。

2. 5 では、流出モデルのモデルパラメータの実用的な同定手法として、準線形化手法を導入し、貯留関数法への適用によりその実用性を検討した。事例検討では、まず、貯留関数の遅滞時間をテイラー展開により陽的に記述し、遅滞時間が数時間の流域では十分な精度で近似できることを示した。次に、準線形化によるパラメータ決定に対して、収束性、精度および計算時間といった実用面に関しての検討を行った。その結果、収束性については、若干の誤差を許せば、コンプレックス法による最適化が優れている。k 値が小さな流域では若干モデル同定誤差が大きくなる傾向にあり、また、流域面積に対し大きすぎる遅滞時間を持つ流域では誤差が大きくなることが示された。準線形化によるモデル同定は、実測データが与えられれば、自動的に未知パラメータを推定できる手法であり、複数のパラメータを同時決定する必要がある場合には有力な手法であると考えられる。

3. では、近年、大規模化・大深度化が進んでいる下水道雨水幹線や地下河川における水理現象を実用的な精度で解析できる水理解析手法について検討した。特に、ポンプ場での運転管理とその影響が管路内にどのように伝播していくかを精度よくシミュレートできることを念頭に、精度と安定性にすぐれ、常流・射流が混在した流れを精度よく得ることのできる MacCormack 法を用いて管路内の非定常現象を解析する分析モデルを提示し、この分析モデルを用いてポンプ運転の影響分析事例として降雨予測を組み込んだ場合の被害軽減効果の分析事例とポンプ運転に伴う管路内サージ解析の事例を示し、分析モデルの有効性・適用性を明らかにした。

圧力状態の解析については、分・合流を有する複雑な管路系への適用性を考慮して管の上部にスロットがついていると仮定する Priessmann-Cunge-Wegner モデルを採用した。このモデルにおいては、水中分離現象、負の圧力の発生、空気だまりの発生などを取り扱うことはできないが、事例分析でも示したように下水道管渠等で発生するサージ現象への適用については十分実用性があると考えられる。

この解析手法は、開水路・閉水路とも同じ基礎式及び差分モデルで解析を行うため、プログラムは簡単であり、分合流を含む複雑な管渠網へも適用性は高いと考えられる。今後は、大規模模型実験結果や実施設でのモニタリング結果等をもとに本解析手法の適用条件を明確にしていく必要がある。

4. では、都市域における内水被害が増大している現状を踏まえ、都市域氾濫現象の特性を考慮した地表氾濫解析手法について提示した。都市域の氾濫特性としては、内水氾濫の場合氾濫規模は外水氾濫に比較して大きくはないが、密集市街地では氾濫水が道路に集中して流れ、また、実際の被害が発生する場所は地域内の微地形に影響されている。そのため、本研究では、氾濫水の挙動をある程度微視的に表すことのできることを念頭に数値解析モデルを提示した。具体的には、常流・射流混在した流れを解析できることを念頭に、MaCormack スキームを適用して、平面 2 次元モデルおよびネットワーク 1 次元モデルを提案した。平面 2 次元モデルでは、家屋の存在を粗度係数と関連付けることにより実験結果と整合することを示した。試行錯誤的に設定した粗度係数は、家屋密度により概略の粗度係数を与えることが示された。ネットワーク 1 次元氾濫モデルにおいては、道路と密集市街地との交換流量を浸透流モデルとして提案したが、本モデルの基本的仮定及びパラメータである擬似透水係数の設定方法等に課題が残されている。

以上、本研究では、雨水排水システムの再整備計画を立案する上では、様々な特性を有する都市の特性を十分踏まえた上で、その特性を活かした計画策定を行うべきであるという理念のもとに、計画プロセスを提示するとともに、降雨の流出過程、流下過程、さらには地表氾濫現象までを総合的に解析するための水理解析手法について論じた。各水理解析モデルの構築においては、物理的根拠を基本としながらも実用的な観点を加味しながら、モデリングしたため、理論的整合性を欠く面があることも否めない。また、実測データや実験データの不足のために、意図した現象との整合性や実用的な面についての論述も足りないことも事実である。しかしながら、これは、都市域における雨水排水システムの抱える本質的な課題でもあると考えられる。すなわち、1 章でも指摘したように都市域の雨水排水システムは、雨水を収集する機能を有する枝線ブロックやそれを輸送・排除する施設が面的に広く分布し、その形態はある程度類型化できるものの、地域の特性に応じた様々な工夫のもとに施設の形態が決められている。そのため、特に大雨時におけるモニタリング情報も實際上ほとんど得ることができないという面がある。

本研究の端緒として、計画降雨規模を超える降雨が発生したにもかかわらず、浸水被害はそれほど甚大ではない、また、その逆に計画降雨規模内であっても局所的な浸水被害が発生する等の現象が見られたことにある。しかしながら、それは、上記のモニタリングデータの不足もあいまって、感覚的なものが含まれている。そのため、本研究で提示したような水理解析手法に基づいてそれを定量化し、その結果を踏まえて施設の改良をし、また、解析結果に基づいてモニタリングをしていくという循環的手順が必要かつ重要であるであ

と考える。すなわち、生じた現象に対してその原因を探り、水理解析等によりその予防法を見出し、さらに効率的な監視計画を立てるという視点が重要である。

本研究は、そうした循環的計画手順の1つの手段を提示したものであるが、今後は、モニタリング計画の立案を含め、実際問題への適用をかさね、より実用的なものにしていくとともに、それらの総合システム化を図り都市域における浸水被害の軽減に微力ながら役立つことを願うものである。

謝 辞

本論文は、著者のコンサルティングエンジニアとしての経験をベースとし、社会人コースとして学んだ鳥取大学大学院工学研究科社会開発工学専攻における研究成果をとりまとめたものである。本論文を結ぶにあたり本研究の遂行に際して御指導・御協力を戴いた方々に感謝の意を表わしたい。

まず、鳥取大学工学部道上正規教授には、本研究の遂行にあたり、博士課程入学という機会を設けていただくとともに、論文完成までの間、終始あたたかい御指導と御鞭撻を戴いた。ここに深甚なる感謝の意を表わします。鳥取大学工学部檜谷治助教授には、遠方にある著者を助け、励ましの言葉とともに多くの御指導を戴いた。ここに深く謝意を表わします。また、本論文の作成にあたり懇切なる御指摘と御指導を賜った鳥取大学工学部細井由彦教授に心から感謝いたします。

本論文は、著者が株式会社日水コンにおいて経験した業務や経験を通して学んだことがベースにある。堤相談役（前会長）には、著者が入社当時より都市雨水問題に関する造詣の深いお話を伺い、本論文執筆の動機付けを戴いた。また、京都大学防災研究所萩原良巳教授には、コンサルティングエンジニアの心と技術を学ぶとともに、博士課程進学にあたり御尽力戴いた。両氏に対し、ここに深く謝意を表します。松永一成相談役（前社長）、平野栄一社長、栗林宗人取締役には博士課程社会人コースへの道を開いていただいた。中川芳一氏、高橋邦夫氏、野村喜一氏、石井正敏氏、浅田一洋氏には、あたたかい励ましを戴きました。森野彰夫氏、蔵重俊夫氏、渡辺晴彦氏、今田俊彦氏には、研究の基礎となる技術および研究遂行上における業務支援等において多大なる努力を戴いた。名城大学張昇平助教授（元日水コン）、中間幸生氏、飯野将典氏、川口智也氏、石田宏氏、木村誠氏らとの雨水排除問題に関する議論なくしては本論文は有り得なかったものと、心より感謝の意を表します。さらに、より若い世代の方々のサポートなしには、本論文の完成は有り得なかったものであり、心より感謝いたします。

最後に、本論文作成にあたり陰ながら支えてくれた家族に感謝いたします。

END